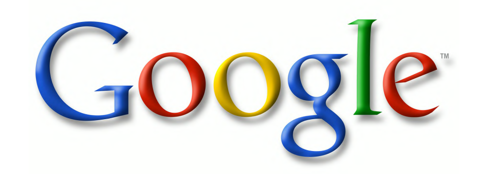
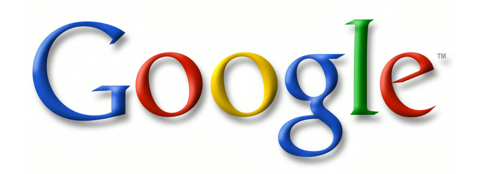






STRASSENBAUKUNDE.

LAND- UND STADTSTRASSEN.

VON

FERDINAND LOEWE,

ORD. PROFESSOR DER INGENIEUR-WISSENSCHAFTEN AN DER KÖNIGL. BAYER. TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU MÜNCHEN.

ZWEITE VÖLLIG UMGEARBEITETE AUFLAGE.

MIT 155 ABBILDUNGEN IM TEXTE.

WIESBADEN.
C. W. KREIDEL'S VERLAG.
1906.

STRASSENBAUKUNDE.

STRASSENBAUKUNDE.

LAND- UND STADTSTRASSEN.

VON

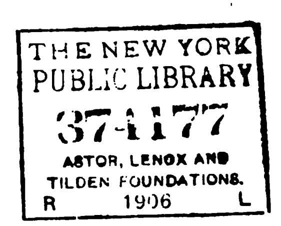
FERDINAND LOEWE,

ORD. PROFESSOR DER INGENIEUR-WISSENSCHAFTEN AN DER KÖNIGL. BAYER.
TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU MÜNCHEN.

ZWEITE VÖLLIG UMGEARBEITETE AUFLAGE.

MIT 155 ABBILDUNGEN IM TEXTE.

WIESBADEN.
C. W. KREIDEL'S VERLAG.
1906.



Druck der Kgl. Universitätsdruckerei von H. Stürtz in Würzburg.

Vorwort zur ersten Auflage.

Das vorliegende Werk soll in erster Linie ein Lehrbuch für Studierende sein, doch glaubt der Verfasser, dass es auch in der Praxis tätigen Männern neben den bestehenden Handbüchern als Nachschlagebuch werde dienen können.

In demselben wird Entwurf, Bau und Unterhaltung von Wegen und Strassen, mit Einschluss der wichtigsten Abschnitte aus der Boden-, Fuhrwerks- und Brückenbaukunde behandelt, nur vom Entwurfe städtischer Strassen und Plätze ist abgesehen worden; diese Abteilung schien bei den in Betracht kommenden künstlerischen Gesichtspunkten und den ins Gewicht fallenden Verwaltungsfragen nicht mehr in den Rahmen einer Strassenbaukunde zu passen. Von den Strassenbahnen als einer besonderen Art Eisenbahnen war von vorneherein Abstand zu nehmen.

Der hiernach zur Behandlung verbliebene Stoff ist immer noch ein vielseitiger und schwer zu bewältigender. Einerseits verlangt das umfangreiche, zerstreut veröffentlichte oder in Akten vergrabene Erfahrungsmaterial zur gründlichen Durcharbeitung einen sehr beträchtlichen Zeitaufwand und seitens des in voller Berufstätigkeit Stehenden eine mindestens ungewöhnliche Anstrengung; andererseits aber kommen Materien vor, welche sich überhaupt wenig zur Aufnahme in ein Lehrbuch eignen, weil die Ansichten über sie noch nicht genügend geklärt sind, bei welchen es sich deshalb um eine besonders sorgfältige Prüfung der schwankenden Meinungen handelt. Eine gewisse Erleichterung ergibt sich insofern, als sich der Bearbeiter einer Strassenbaukunde heutzutage vielfach darauf beschränken muss, lediglich die Errungenschaften der auf Einzelgebieten mit Erfolg tätigen Forscher zu sichten und in geeigneter Form zur weiteren Verwertung zu übermitteln; aber gerade hierin ist er bei den unausgesetzten Fortschritten auf allen technischen Gebieten besonders leicht Einwendungen ausgesetzt.

Der Verfasser hat sich bemüht, in den angedeuteten Beziehungen den richtigen Mittelweg einzuhalten; inwieweit ihm dies gelungen, mögen die sachkundigen Leser entscheiden.

Schliesslich kann er nicht unterlassen, den geehrten Fachgenossen, welche ihn durch Mitteilungen aller Art in der freundlichsten Weise unterstützten, an dieser Stelle verbindlichen Dank auszusprechen. Auch der Verlagshandlung, welche sich in jeder Hinsicht auf das Entgegenkommendste bewiesen, ist er hierfür, wie auch für die sorgfältige Ausstattung des Buches besonders verpflichtet.

München, Sommer 1894.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Eine Neubearbeitung der Strassenbaukunde wird hiermit der Öffentlichkeit übergeben, etwas verspätet infolge der sehr ausgedehnten Berufstätigkeit des Verfassers. Die ursprünglich gewählte Stoffeinteilung ist unverändert geblieben nur wurden die Schienengleise auf Land- und Stadtstrassen ausführlicher wie früher behandelt und der Entwurf städtischer Strassen und Plätze mit aufgenommen. Auch den Oberbau und die Gleisverbindungen der Tram- und Stadtbahnen hereinzunehmen schien nicht angezeigt, da eine erschöpfende Behandlung dieser doch ferner liegenden Gegenstände ohne bedeutende Erweiterung des Buches nicht möglich gewesen wäre.

Für die ihm seitens der Fachgenossen gewordenen freundlichen Mitteilungen ebenso wie für das weitgehende Entgegenkommen der Verlagsbuchhandlung möchte der Verfasser auch an dieser Stelle verbindlichen Dank zum Ausdruck bringen. Im übrigen kann er nur noch den Wunsch äussern, es möchte auch dieser neuen Auflage eine wohlwollende Beurteilung zu Teil werden.

München, Sommer 1906.



Inhalts-Verzeichnis.

Leistung der Zugtiere.

III. Entwurf (Projektierung) der Strassen.

Landstrassen.

A. Grundsätze und Regeln für die Linienführung (das Trassieren) der Strassen.

Linienführung nach Verkehrsgesichtspunkten (Kommerzielle Trassierung).

Linienführung nach technischen Gesichtspunkten (Technische Trassierung).

B. Bearbeitung eines Strassen-Entwurfs.

a) Aufsuchung der Strassenlinie.

b) Ausarbeitung des Bau-Entwurfs.

Stadtstrassen.

Rücksichten beim Entwurf städtischer Strassen.

Allgemeine Gesichtspunkte.

Besondere Rücksichten und Regeln.

IV. Bau der Strassen.

A. Unterbau der Strassen (Dämme und Einschnitte).

a) Konstruktion der Böschungen.

b) Konstruktion der Gräben und Rinnen 2

c) Ausführung der Einschnitte und Dämme. Massregeln zum Schutze derselben 2

B. Kunstbauten.

Brücken.

[illegible]

Seite

Stütz- und Futtermauern.

C. Oberbau der Strassen.

I. Bauweise der Strassen.

A. Fahrbahnen.

Schotterstrassen (Steinschlag- und Kiesstrassen).

Steinpflasterstrassen.

Strassen besonderer Art.

B. Wiederersatz der abgenützten Fahrbahnteile.

Geschichtliche Einleitung.

Wege und Strassen wurden von jeher in der Absicht angelegt den Verkehr innerhalb der eigenen Grenzen und nach aussen hin mit den Nachbarländern zu ermöglichen, mochte man dabei an die Bedürfnisse des Handels, an die Verteidigung des Besitzes oder an auswärtige kriegerische Unternehmungen denken.

Die Verkehrswege gestalteten sich je nach den besonderen Umständen sehr verschieden. Sobald es sich nicht mehr bloss um einfache Beförderung durch Träger oder mittels Last- und Reittieren, sondern um die Benützung von Fahrzeugen handelte, konnten schmale oder steil ansteigende Fusspfade und Saumwege nicht mehr genügen, sondern es wurden breitere Wege mit mässigen Steigungen erforderlich, die zugleich eine genügende Festigkeit besassen, um die belasteten Wagenräder sicher tragen zu können. Diese Festigkeit brauchte dabei noch nicht einmal künstlich herbeigeführt zu werden, sondern konnte lediglich durch die natürliche Bodenbeschaffenheit gegeben und vielleicht auch nur zeitweilig, unter günstigen Witterungsverhältnissen, vorhanden sein. Strassen solcher Art, in der Regel mit gerader Linienführung, von auffallender Breite und ohne eigentliche Entwässerungsgräben finden sich auch heute noch unter besonderen Umständen, so namentlich in unkultivierten, wenig bevölkerten Steppengegenden (Russland), oder aber in landwirtschaftlichen Distrikten, wo brauchbare Strassenbaumaterialien fehlen und der Hauptverkehr nur in der günstigen Jahreszeit unter Verwendung leichter Fuhrwerke stattfindet (Ungarn).

Kommt jedoch ein lebhafter Verkehr in Frage und soll die Strasse bei jeder Witterung mit schweren Last- und schnellen Personen-Fuhrwerken befahren oder von grossen Menschenmassen begangen werden können, so bedarf dieselbe, mässige Steigungen vorausgesetzt, einer künstlichen Befestigung ihrer Oberfläche, der Anlage von Gräben zum Zwecke der Wasserableitung, namentlich aber einer unausgesetzten, sorgfältigen Unterhaltung, eine Bedingung, die sich nur bei geordneter Verwaltung, also unter Voraussetzung eines höheren Kulturzustandes erfüllen lässt. Auch in diesem Sinne kann das Strassenbauwesen eines Landes als ein Massstab für letzteren angesehen werden.

Künstlich gebahnte und befestigte Strassen haben ohne Zweifel schon jahrhundertelang vor Christi Geburt bestanden; hierfür spricht die hochentwickelte Kultur der dabei in Frage kommenden Völker des Altertums, wie auch die Tatsache, dass der Gebrauch des Wagens in sehr frühe Zeiten zurückreicht, ausserdem aber lässt sich diese Annahme durch einzelne direkte Zeugnisse geschichtlicher Urkunden stützen.

Was den Gebrauch des Wagens betrifft, so ist aus den einschlägigen Schrift- und Bildwerken zu entnehmen, dass für den Kampf bestimmte, zwei-

räderige Streit- oder Kriegswagen vor anderen Bedeutung erlangten, dass aber auch Prunkwagen schon in sehr früher Zeit vorgekommen sein mögen. Äusserungen über Fahrzeuge der letzteren Art finden sich in den Hymnen des Rig Veda, der in weit entlegene Zeiten zurückreichenden indogermanischen Urkunde [1]), sodann in dem ältesten, Mitte des zweiten Jahrtausends vor Christus entstandenen semitisch-babylonischen Epos, der Izdubar- oder Nimrod-Legende [2]), wo die Göttin Istar den Helden Izdubar auf einem Wagen von Gold und Edelsteinen fahren zu lassen verspricht.

Von Kriegswagen ist öfters in der biblischen Geschichte der Juden bis etwa in das fünfzehnte Jahrhundert vor Christus hinauf die Rede, mit Zahlenangaben, die wahrscheinlich nicht immer wörtlich zu nehmen sind: Die Ägypter verfolgen das ausziehende Volk mit Hunderten von Wagen (2. Buch Mosis, Kap. 14, V. 6 ff.); Josua vernichtet die Wagen der Feinde (Josua, Kap. 11); nach dem Buche der Richter (Kap. 1, V. 19 und Kap. 4, V. 3 und 13) besassen die Kananiter Wagen aus Eisen, gegen die die Israeliten im Grunde (auf der Ebene) nichts auszurichten vermochten; die Philister streiten mit 30000 Wagen gegen Israel (1. Buch Samuelis, Kap. 13, V. 5); David gewinnt durch seine Siege viele Wagen (2. Samuelis, Kap. 8, V. 4 und Kap. 10, V. 18). Aber auch Lastwagen werden in der Bibel erwähnt, z. B. im 4. Buch Mosis, Kap. 7, V. 3. Von Rossen und Wagen ist die Rede bei Jesaias 2,7 und Micha 5,9, im 20. Psalm 8. Bei Nahum 2,5 und 3,2 steht bemerkenswerterweise, dass die Wagen auf den Gassen rollen und auf den Strassen rasseln.

Besonderes Interesse bieten die Abbildungen solcher für den Krieg bestimmter Fahrzeuge, wie auch die, allerdings seltener vorkommenden Darstellungen von Wagen anderer Art, die beide an altägyptischen, sodann an assyrischen und babylonischen Bauten zur Ausführung gekommen sind [3]).

Da bei der Verwendung von Kriegswagen und Räderfuhrwerken überhaupt das Pferd eine bedeutende Rolle spielt, so mögen in dieser Beziehung noch einige Andeutungen hier am Platze sein. Nach Hommel [4]) ist anzunehmen, dass die Ägypter Ross und Streitwagen durch die nach neueren Annahmen nicht semitischen Hyksos, etwa im 18. oder 19. Jahrhundert vor Christus, kennen gelernt haben [5]), und bezüglich der Assyrier und Babylonier äussert sich Hommel folgendermassen [6]):

„Aus der, Seite 366 mitgeteilten (Zauber-)Formel, wo es von den bösen Geistern heisst: „Wie ein Ross im Gebirge wuchsen sie auf" geht im Zusammenhalt damit, dass erst in den semitischen mythologischen Texten Nordbabyloniens (so dem Nimrodepos) das Pferd zum Ziehen in den Streit verwendet vorkommt, unzweifelhaft hervor, dass dies edle Tier den Sumeriern nur wild und da nur in den östlich an Babylonien angrenzenden Gebirgen bekannt war; erst die Semiten haben dasselbe nach Babylonien eingeführt, gezähmt und zum Streitross abgerichtet."

1) Die Hymnen des Rig Veda, deutsche Übersetzung von Grassmann, II, 18 und III, 35 „An Indra."

2) Hommel, Die semitischen Völker und Sprachen, 1. Bd., Leipzig 1883, S. 14, 227.

3) Siehe z. B. Wilkinson, A popular Account of the ancient Egyptians, London 1874, Vol. I und Vol. II, sowie A. H. Layard, The Monuments of Niniveh, London 1853. Eingehende Mitteilungen mit Literatur-Nachweisen in Rühlmann, Allgem. Maschinenlehre, III. Bd., 2. Aufl., Braunschweig 1877.

4) Hommel, Die semitischen Völker und Sprachen, 1. Bd., Leipzig 1883, S. 133.

5) Eduard Meyer (Geschichte des Altertums, Stuttgart 1884, S. 43 ff.) spricht sich bezüglich der altägyptischen Chronologie dahin aus, dass wir die Gewinnung bestimmter Jahrzahlen als hoffnungslos aufgeben und uns auf eine Abschätzung der Zeiträume der Geschichte beschränken müssen. Es sei möglich, sogenannte „Minimaldaten" zu gewinnen, die besagen sollen, dass die betreffenden Ereignisse nicht wohl später angesetzt werden können, während es dem Belieben eines jeden überlassen bleibt, ihre Zeit weit höher hinaufzurücken. So gibt Meyer den Beginn der Hyksoszeit mit 1780 v. Chr. an.

6) Ebenda S. 402.

Und weiter heisst es:

„Sei dem nun wie ihm wolle, fest steht die kulturgeschichtlich hoch bedeutsame Tatsache, dass das „Pferd im Dienste des Menschen" ins Euphratland erst durch die semitischen Babylonier gekommen ist, und zwar kaum gleich bei ihrem Einwandern, da sonst gewiss in den kriegerischen Nindar-Hymnen, von denen wir allerdings bis jetzt nur drei besitzen und die bereits semitische Lehnwörter aufweisen und semitische Einflüsse zeigen, einmal auch Wagen und Rosse erwähnt wären."

E. Meyer[1]) spricht sich folgendermassen aus:

„Von besonderer Bedeutung ist die Umgestaltung des Kriegswesens im ganzen Gebiete der ägyptisch-vorderasiatischen Kulturwelt. Dieselbe beruht auf der Einführung des Pferdes. Die Heimat desselben ist wahrscheinlich die turanische Steppe, von hier aus ist es zunächst zu den Iraniern, dann in die Euphratlandschaften gekommen; im Assyrischen schreibt man seinen Namen ideographisch „Esel des Ostens." Die Ägypter kennen es erst seit der Hyksoszeit. Überall dient es nur zum Kriege, nicht als Lasttier, und nie wird geritten (in jener ältesten Zeit), sondern von 2räderigen Schlachtwagen herab gekämpft. Dieselben sind sehr sorgfältig gearbeitet und reich verziert; die Kunst des Wagenbaues scheint besonders in Syrien in Blüte gestanden zu haben, da Dhutmes III. unter der Beute und den Abgaben besonders häufig mit Gold und Silber beschlagene Wagen aufzählt. Den Namen des Wagens haben die Ägypter aus Syrien entlehnt."

Ähnlich wie mit den Fahrzeugen verhält es sich mit dem Strassenwesen der meisten alten Völker. Die Geschichte gibt auch über dieses nur ganz spärliche Anhaltspunkte und wir sind genötigt, aus der uns bekannten Kulturstufe eines Volkes Schlüsse rückwärts auf den wahrscheinlichen Stand des Strassenwesens desselben zu ziehen. Wir werden uns sagen müssen, dass ein Volk, das durch kriegerische Unternehmungen hervorragte, oder durch ausgebreitete Handelsbeziehungen sich auszeichnete, oder eine bedeutende Bautätigkeit entwickelte, das überhaupt zu einer hohen Kultur gelangt war, Veranlassung gehabt habe und auch im stande gewesen sei, neben etwa vorhandenen natürlichen Wasserstrassen kunstgerechte Landwege anzulegen, und diese Annahme wird eine erhöhte Wahrscheinlichkeit gewinnen, wenn das betreffende Volk nachweislich auch Kanäle oder aber gute städtische Strassen besessen hat.

Dass der Strassenbau auch schon im alten Ägypten auf einer bemerkenswerten Stufe gestanden haben muss, kann, abgesehen von dem Kulturstand und den kriegerischen Leistungen seiner Bewohner, insbesondere aus den Transporten riesiger Steinquader und Bildsäulen geschlossen werden, die die Ägypter zur Auftürmung ihrer Pyramiden und Tempel und zum Schmucke derselben oft auf weite Entfernungen hin, mit grossem Zeitaufwand und mit rücksichtsloser Ausbeutung der Menschenkraft bewerkstelligten. Herodot (im 5. Jahrhundert vor Chr.) berichtet über den im 3. Jahrtausend erfolgten Bau der Pyramiden des Cheops (Chufu), dass die dazu erforderlichen ungeheueren Steinmassen vom arabischen Gebirge zum Nil, eine Strecke weit auf diesem Fluss und dann wieder zu Land bis zur Verwendungsstelle im libyschen Gebirge verbracht worden seien. Dazu sei eine 60′ breite, stellenweise bis 48′ in der Aufdämmung gelegene Strasse erforderlich gewesen, deren Herstellung beim Aufgebote vieler Tausende von Arbeitern allein mehrere Jahre in Anspruch genommen habe. Ebenso habe der König Amasis im 6. Jahrhundert vor Chr. ungeheure Steine von Elefantina nach Sais bringen lassen, das von jener Stadt eine Fahrt von 20 Tagen entfernt gewesen sei. Bei dem Transport eines, aus einem einzigen Felsblock gehauenen Hauses wären 2000 Männer an die drei Jahre tätig gewesen[2]).

[1]) E. Meyer, Geschichte des Altertums, 1. Bd., Stuttgart 1884, S. 253.

[2]) Der Bericht Herodots über den Bau der jetzt nach der Ortschaft Gizeh benannten Pyramide des Cheops findet sich im II. Buche desselben, Kap. 124; vom Transport grosser Quader und des Felsenhauses ist ebenda, Kap. 175 die Rede.

Von den im Laufe der Zeit vorgenommenen Aufnahmen der Pyramiden und Forschungen an Ort und Stelle sei hier insbesondere auf die Arbeiten von Vyse und Perring aus dem

Aus den vorhandenen bildlichen Darstellungen solcher Transporte in Ägypten ist deutlich zu ersehen, dass bei denselben die Lasten auf Schleifen (Schlitten) ruhten, die ohne Benutzung von Walzen vorwärts bewegt wurden, wobei man die Reibung zwischen Schleife und Bahn durch Schmierung abzumindern bestrebt war; auch ist aus einzelnen Darstellungen zu erkennen, was als Regel anzusehen ist, dass die Schleife auf besonderen Holzunterlagen ruhte. Da letztere nur auf einer ebenen, festen Bahn entsprechend verlegt werden konnten, so erscheint die Angabe Herodots über einen Strassenbau als durchaus glaublich [1]). Ähnliche Beförderungen sind auch aus Assyrien bekannt geworden, wobei zuweilen Walzen unter der zu bewegenden Last zur Verwendung kamen [2]).

In der Bibel ist öfters von Strassen die Rede; ob es sich dabei lediglich um Karawanenwege handelte, oder aber um sorgfältiger ausgeführte Strassen, lässt sich nicht bestimmen; man kann höchstens darauf hinweisen, dass der Wortsinn zuweilen mehr für letztere als für erstere spricht [3]). Bemerkenswert ist namentlich eine Stelle im 4. Buch Mosis, Kap. 20, V. 17 und eine entsprechende ebenda im Kap. 21, V. 22, die über Verhandlungen berichten, welche die von Moses Abgesandten mit dem Könige der Edomiter und dem der Amoriter wegen Erlaubnis zum Durchzug durch das Land gepflogen haben:

„Lass uns durch dein Land ziehen. Wir wollen nicht durch Äcker und Weinberge gehen, auch nicht Wasser aus den Brunnen trinken; die Landstrasse (Weg des Königs nach dem Grundtexte) wollen wir ziehen, weder zur Rechten, noch zur Linken weichen, bis wir durch deine Grenzen kommen."

Im 19. Verse des 20. Kapitels ist nochmals von der gebahnten Strasse die Rede, die man einhalten wolle.

Was die altgriechischen Schriftsteller über den Strassenbau in den Ländern am Euphrat und Tigris, in Assyrien und Babylonien, und insbesondere über die Bautätigkeit der sagenhaften Königin Semiramis berichten (so z. B. Diodor [4]) im 1. Jahrhundert vor Christus), bietet wenig Anhaltspunkte. Nach Hommel fehlen direkte Hinweise auf Strassen weder aus der sumeroakkadischen Zeit, noch aus der semitischen Periode des babylonisch-assyrischen Reiches [5]).

Die erste mehr eingehende, direkte Kunde, die bis zu uns gedrungen, betrifft das Strassenwesen im altpersischen Weltreich, wie es dort von den berühmten Königen zur Verwaltung ihres ungeheuren Reiches ausgebildet worden

Jahre 1837, 1838 verwiesen: Col. H. Vyse, Operations carried on at the Pyramids of Gizeh in 1837 with an Appendix etc., 3. Bd., London 1840, 1812; sodann auf die Arbeit einer wissenschaftlichen Expedition unter Lepsius's Leitung: R. Lepsius, Über den Bau der Pyramiden, Monatshefte der k. Akademie der Wissenschaften in Berlin, 1843, S. 177; sodann R. Lepsius, Denkmäler aus Aeg. und Aeth., Berlin, s. a. Text 1849. Lepsius nimmt in Übereinstimmung mit Herodot an, dass die grösste Pyramide von Gizeh, die grösste unter den alten ägyptischen Pyramiden, dem Cheops zugeschrieben werden müsse. Nach den Messungen Perring's beträgt die Seite der quadratischen Grundfläche 767,4′ engl. (233,9 m) und ihre ursprüngliche Höhe 479,6′ (146,2 m), so dass ihr Inhalt, die Gange und Grabkammern voll gerechnet, fast $2\frac{3}{4}$ Mill. cbm betrug.

1) Über die Wiedergabe altägyptischer Darstellungen von Transporten mittels Schleifen und Mitteilungen darüber siehe u. a. Wilkinson, Manners and Customs of the ancient Egyptians, London 1837, Vol. III, p. 324, 328, 329.

Wilkinson, A popular account of the ancient Egyptians, Two Vol., New. Ed., London 1874, Vol. II, p. 306, 307, 309, 368, 373.

Champollion-Figeac, Egypte ancienne, Paris 1839, p. 149, tab. 32.

C. R. Lepsius, Denkmäler aus Ägypten und Äthiopien nach den Zeichnungen der von S. M. dem König Fr. Wilhelm IV. nach diesen Ländern gesendeten und 1842—1845 ausgeführten wissenschaftl. Expedition, Berlin.

2) A. H. Layard, A second series of the monuments of Niniveh, London 1853.

3) Siehe z. B. Buch der Richter 20, V. 31 und Jesaias 40, V. 3 u. 4 im Grundtext.

4) Diodori bibl. hist. lib II, Kap. XIII, Ausgabe von Vogel, Bd. I, S. 191, Leipz. 1888.

5) Hommel, Geschichte der Assyrer und Babylonier S. 255; Die Semiten und ihre Bedeutung für die Kulturgeschichte, S. 399.

ist. Von den verschiedenen Linien ist an erster Stelle die durch Herodots Schriften (Lib. V, Kap. 52—54) näher bekannt gewordene Reichsstrasse zwischen Sardes in Lydien und Susa im westlichen Iran zu erwähnen [1]), die mit allen zur Erleichterung und Sicherung des Verkehrs erforderlichen Nebenanstalten, insbesondere auch mit der im 5. Jahrhundert von Darius Hystaspes geschaffenen Posteinrichtung ausgerüstet war (siehe z. B. Herodot VIII, Kap. 98). Wir wissen zwar nichts über die Bauart dieser Strasse und sind vielleicht zu der Annahme veranlasst, dass eine künstliche Befestigung derselben nur teilweise vorhanden gewesen sei. Denkt man jedoch an die uns geschilderten Leistungen der königlichen Eilboten und beachtet, dass nach einzelnen Andeutungen auf der fraglichen Strasse auch ein Wagenverkehr nicht ausgeschlossen war, so kann man sich dieselbe kaum anders als kunstgerecht angelegt und sachgemäss unterhalten vorstellen. Daraus aber und aus manchen Andeutungen Xenophons in der Anabasis, wie aus sonstigen Angaben über die Marschleistungen der Truppen Alexanders des Grossen und seiner Nachfolger ergibt sich die Schlussfolgerung, dass in Persien ein Strassennetz von beachtenswerter Ausbildung vorhanden gewesen sei.

Eine sehr frühzeitige Strassenbautätigkeit hat nachweislich in Peru und Indien, dann in China bestanden. Mit Sicherheit kann insbesondere in dem letztgenannten grossen Reiche, seiner uralten Kultur entsprechend, ein hohes Alter der dortigen Strassen angenommen werden, wenn auch Näheres darüber nicht vorliegt und sichere Angaben nur auf wenige Jahrhunderte vor unserer Zeitrechnung zurückreichen [2]). Gegenwärtig scheint das Strassenwesen in China ganz darniederzuliegen, wie denn seit der Eroberung durch die Mandschu im 17. Jahrhundert nach Christus ein Niedergang in allen öffentlichen Verhältnissen zu verzeichnen ist.

Smith, der 22 Jahre Mitglied der amerikanischen Mission in China war, spricht sich darüber folgendermassen aus [3]):

„Es gibt kein besseres Beispiel für die Vernachlässigung öffentlicher Angelegenheiten seitens der Verwaltung und das Fehlen des Gemeinsinnes im Volke, als der Zustand, in dem sich die chinesischen Strassen befinden. In den verschiedensten Teilen des Kaiserreiches finden sich Überreste, die davon zeugen, dass einst viele der wichtigeren Städte durch grosse kaiserliche Heerstrassen verbunden und dass diese Heerstrassen mit Steinen gepflastert und zu beiden Seiten mit Bäumen bepflanzt waren. Derartige Ruinen werden nicht nur in Pekings Umgebung, sondern auch in den Provinzen Hunan und Szechuen gefunden. Grosse Summen müssen einst zur Herstellung dieser Bauten ausgegeben worden sein und es wäre verhältnismässig ein Kleines gewesen, sie imstande zu halten. Aber das ist niemandem eingefallen, so dass jetzt die Ruinen dieser Heerstrassen schliesslich weiter nichts als Verkehrshindernisse sind. Man hat entschuldigend angenommen, dass dieser Verfall der grossen Verbindungsstrassen während der langen Zeit von Aufständen vor dem Ende der Ming- und dem Anfang der jetzigen Mandschu-Dynastie stattgefunden habe, aber, alle politischen Schwierigkeiten in Betracht gezogen, hätte trotzdem ein Zeitraum von 250 Jahren sicher genügen müssen, die Verkehrsadern des Reiches wieder herzustellen. Es wurde jedoch etwas Derartiges nicht erstrebt und daher stehen wir jetzt in ganz China vor den nur allzubekannten traurigen Kommunikationsmitteln. Das Verhalten der Regierung passt vorzüglich zu dem des Volkes, das sich hier absolut nicht darum bekümmert, was mit dem Gemeingut geschieht, so lange ihm bei dieser

---

[1]) Siehe auch Götz, Die Verkehrswege im Dienste des Welthandels, Stuttgart 1888, S. 165 ff., wo die Gesamtlänge zwischen Susa und Sardes auf 326 geographische Meilen berechnet wird.

[2]) Siehe z. B., Der Wasserbau der Chinesen von den ältesten Zeiten etc., Allgemeine Bauz. 1858, Notizbl. Nr. 12 u. 13; dann namentlich Richthofen, China, Ergebnisse eigener Reisen und darauf gegründeter Studien, insbesondere Bd. I u. II, Berlin 1877 und 1882.

Zahlreiche Hinweise finden sich in Götz, Die Verkehrswege im Dienste des Welthandels, Stuttgart 1888, S. 125, 303, 498, 654, 696, 766.

[3]) Arthur H. Smith, Chinesische Charakterzüge. Deutsch frei bearbeitet von F. C. Dürbig, Würzburg 1900, S. 73.

Wirtschaft nur kein persönlicher Verlust erwächst. Tatsächlich ist dem Chinesen der Begriff, dass ein Weg oder überhaupt irgend etwas Gemeingut sein sollte, vollkommen fremd . . ."

Hiermit übereinstimmend lauten andere Berichte [1]).

Auch die **Phönizier** haben sich im Strassenbau ausgezeichnet. Von ihnen muss angenommen werden, dass sie die ältesten Nutzwege **Griechenlands**, die Erwähnung finden und dazu dienten, Holz nach der Stadt zu fahren, angelegt haben. Auch die aufgedämmten Wege, die gleichzeitig als Deiche zum Schutze tiefliegender Felder dienten, schreibt **Curtius** [2]) den Phöniziern zu. Er sagt in dieser Beziehung:

„Erwägen wir, dass diese Dämme, welche in wichtigen Teilen des Landes die Bedingungen der ersten Kultur waren, mannigfaltige Kenntnisse und eine geübte Technik des Wasserbaues voraussetzen, wie sie ohne fremde Lehrmeister von den Landeseingeborenen schwerlich erworben worden sind; erwägen wir ferner, dass der Heros, welcher in Pheneos die Dämme baute, der tyrische Herakles ist, in dessen Person die Sage der Hellenen die bahnbrechende Tätigkeit der fremden Ansiedler darstellte, so wird es auch vergönnt sein, die nach Herodot aus Phönizien eingewanderten Gephyräer, welche am böotischen Asopos gewohnt hatten und dann aus Böotien flüchtig, in Attika zu ungleichen Rechten aufgenommen wurden, ihrem Namen gemäss als die Urheber der böotischen Deiche und Dammwege aufzufassen [3])."

Von den Phöniziern hatten die Griechen gelernt. Ein anschauliches Bild von dem wahrscheinlichen Stande ihres Strassenwesens entwirft **Curtius** auf Grund umfassender Kenntnis der antiken Literatur und besonderer Studien an Ort und Stelle. Er sagt:

„Wir kennen Griechenland nicht anders als mit Fahrstrassen ausgestattet und in der Darstellung der homerischen Zeit tritt uns eine in Beziehung auf Verkehrsmittel sehr geförderte Zeit entgegen; ihre Helden bewegen sich auf ihren Streitwagen wohin sie wollen. So durcheilt Telemachos in zwei Tagefahrten die ganze Breite des Peloponnes, und wenn es den Alten gelungen war, über die wilden Joche des Taygetos Fahrstrassen zu bauen, so konnte ihnen keine Aufgabe dieser Art zu schwierig sein. Wenn wir den homerischen Darstellungen hierin auch nicht die volle Gültigkeit eines historischen Zeugnisses beilegen dürfen, so liegt doch kein Grund vor, einer in ihrer Weise so hochgebildeten Zeit, wie die der peloponnesischen Achäer war, solche Gebirgsstrassen abzusprechen."

In der geschichtlichen Zeit tritt in Griechenland der Gebrauch des Wagens mehr zurück sowohl im bürgerlichen Leben, wie auch im Staatsdienst.

„Es war dem republikanischen Sinne der späteren Hellenen, ihrem Sinne für Einfachheit und Gleichheit zuwider, dass die reicheren Bürger hochfahrend und bequem an den ärmeren vorüber eilen sollten."

„Auch in der Umgebung der Städte galt das Wagenfahren für ein Zeichen der Verweichlichung und Prunksucht."

„Attische Gesandte hielten es auch ausserhalb Attika nicht unter ihrer Würde, die Dienstreisen zu Fuss zu machen."

„Wer schnell vorwärts kommen wollte, ging zu Fuss; der Staat schickte seine Depeschen durch Eilboten." „Wenn schon aus diesen Andeutungen erhellt, wie die Griechen weder zum raschen Fortkommen noch zu offiziellen Reisen sich des Wagens bedienten, so bleiben besonders zwei Rücksichten übrig, welche zur Anlage von Kunststrassen Anlass gaben, erstens um die Züge der Festgenossen zu den Heiligtümern zu leiten und zweitens um den Warenverkehr aus dem Binnenlande an die Küste zu besorgen."

Die heiligen Strassen sind als eine besondere Art von Spurstrassen zu denken, wobei sich die Räder der Fuhrwerke längs in den Stein vertieft eingehauenen Furchen bewegten und auch schon besondere Vorkehrungen zum Übergang der Wagen von einer Spur zur anderen vorhanden waren. Bestimmtere Angaben über ihre Bauweise sucht man jedoch vergebens in den auf uns gekommenen Werken der Schriftsteller. Ebenso lässt sich Bestimmtes nicht darüber angeben, inwieweit die ursprünglich nur für Kultuszwecke angelegten Strassen allmählich auch dem gewöhnlichen Verkehr zugänglich gemacht wurden

1) Siehe z. B. den Vortrag des Baurat **Gaedertz** über die Schantung-Eisenbahn in der Sitzung des Vereins für Eisenbahnkunde in Berlin am 12. Mai 1903.

2) **Curtius**, Zur Geschichte des Wegbaues bei den Griechen, Berlin 1855.

3) Die Griechen nannten einen solchen Erddamm *χῶμα*, oder auch *γέφυρα*.

und inwieweit sie auf die Anlage und Ausbildung öffentlicher Verkehrswege eingewirkt haben. Sicher ist, dass besonders in Lakonien (Sparta) zahlreiche Strassen bestanden, deren Beaufsichtigung zu den Pflichten des Staatsoberhauptes zählte.

Anders liegen die Verhältnisse hinsichtlich der Strassenbau-Tätigkeit der Römer, welche ein bewunderungswürdiges Netz von zweckmässig angelegten, sorgfältig ausgeführten und mit allen möglichen Nebenanstalten ausgerüsteten Strassenlinien über Italien und alle Provinzen des weiten Reiches ausbreiteten. Die wohldurchdachte Linienführung dieser Strassen ist durch Schrift- und Kartenwerke [1]) und durch die noch heute vorhandenen Überreste ziemlich genau bekannt geworden. Über die Bauweise derselben ist in den vorhandenen Schriftwerken nichts zu finden; unsere Kenntnis davon gründet sich auf die Ergebnisse verschiedener, zum Teil aus früherer Zeit stammenden Untersuchungen der Überreste von Römerstrassen. Schon die älteren römischen Strassen zeichnen sich durch die oben gerühmten Eigenschaften aus, so insbesondere die in der Blütezeit der Republik, im Jahre 312 vor Christus angelegte Via Appia, die auf ihrem Zuge von Rom nach Capua die Pontinischen Sümpfe durchschnitt, ebenso die etwa 100 Jahre später entstandene, nach Norden führende Via Flaminia, deren entwickelte Länge Vespasian später durch bedeutende Felssprengungen in den Apenninen kürzte. Gegen Ende der römischen Kaiserzeit hat die Länge der grossen Heerstrassen des Weltreiches das Gesamtmass von 8000—10000 geogr. Meilen erreicht, dazu kamen dann noch alle Strassenzüge untergeordneter Bedeutung, durch die, besonders im Mutterlande, die grossen Maschen des Hauptnetzes weiter zerlegt wurden. In der Reichshauptstadt mündeten damals nicht weniger als 16 Hauptlinien.

Die Trassierung der römischen Heerstrassen wurde in erster Linie durch militärische Erwägungen beeinflusst; deshalb suchte man dieselben unter Vermeidung von Engpässen tunlichst in gerader Richtung und in erhöhter, die Umgebung beherrschender Lage, besonders gern auch in der Aufdämmung zu führen. Stärkere Steigungen, bis zu 10 %, scheinen öfters, noch stärkere Steigungen vereinzelt, vorgekommen zu sein. Eine Gliederung der Strassenkrone nach der Breite war nach den Untersuchungen Rondelet's bei den grossen Strassen in der Umgebung von Rom vorhanden: In der Mitte eine gewölbte Bahn (agger), auf jeder Seite derselben und von ihr durch eine bankartige Erhöhung getrennt, ein schmälerer Bahnstreifen.

Eigenartig und ohne Beispiel in der Geschichte des Strassenbaues erscheint die Anordnung des Oberbaues vieler Hauptstrassen. Bei einer Stärke von 1,0—1,25 m setzte sich derselbe aus mehreren (3—5) Schichten zusammen, welche alle, oder wenigstens zum Teil unter Verwendung von Mörtel herge-

[1]) Von den hier einschlägigen altrömischen Reisehandbüchern (itineraria adnotata s. scripta) ist insbesondere das nach Antoninus Augustus benannte hervorzuheben, und ein auf uns gekommenes römisches Kartenwerk (itinerarium pictum) ist unter dem Namen Tabula Peutingeriana bekannt. Es ist dies die zurzeit in der kaiserlichen Bibliothek zu Wien befindliche Kopie eines aus der späteren Kaiserzeit stammenden itinerarium pictum, das nach dem Augsburger Gelehrten Konrad Peutinger (gest. 1547) benannt wurde, in dessen Besitz dasselbe gekommen war. Im Laufe der Zeit wurden verschiedene Ausgaben der Peutingerschen Tafel veranstaltet, so namentlich von Mannert, Leipzig 1820. Eine Kopie eines Teils davon und Besprechung derselben, wie auch des Itinerarium Antonini findet sich in dem ausführlichen Werke: Bergier, Histoire des grands chemins de l'empire Romain, 2 Bände, in neuer Auflage Bruxelles, 1728. Von neueren Arbeiten über die Tab. Peut. seien noch erwähnt: Millers „Weltkarte des Castorius, genannt die Peutingersche Tafel", Ravensburg 1888, dessen Anschauung über den Autor jedoch mehrfach Widerspruch erfahren hat; sodann das 1869 begonnene, bis heute noch unvollendete Werk: Desjardin, La table de Peutinger d'après l'original conservé à Vienne. (Paris.)

stellt wurden. Die Grundschichte bestand auss grösseren, gewöhnlich liegend vermauerten Steinen, als Decklage diente eine Betonschichte, zuweilen auch ein in Mörtel gesetztes Pflaster aus mehr oder weniger zugerichteten Steinen und selbst aus grossen, sorgfältig bearbeiteten Platten, die Zwischenschichten endlich waren betonartig, unter Benützung gröberen oder feineren Steinmaterials, manchmal auch als Lehmschlag gebildet. Übrigens kamen auch bei Hauptstrassen, den besonderen Verhältnissen entsprechend, einfachere Anordnungen vor, und selbstverständlich war dies bei den untergeordneten Strassen der Fall. Bemerkenswert sind endlich auch die von den Römern zur Überschreitung von Mooren angelegten sogenannten Bohlenwege aus Faschinen und Bohlenlagen, wie sie in grösserer Ausdehnung besonders in Oldenburg aufgefunden worden sind[1]). Grossartig wie die Anlage und Bauart der Hauptstrassen war endlich auch ihre Ausstattung zur Erleichterung des Verkehrs überhaupt und zur Durchführung des sogenannten cursus publicus, einer ursprünglich der persischen Staatspost nachgebildeten, dann aber auch für Personen- und Warenbeförderung und zur Ermöglichung rascher Truppenbewegungen weiter ausgestatteten Einrichtung, deren Leistungsfähigheit eine sehr bedeutende genannt werden muss.

Noch lange nach dem Zerfall des römischen Weltreiches bestanden seine Strassen in den früheren Gebietsteilen, aber auch sie konnten dem schliesslichen Verfall nicht entgehen bei dem Mangel jeder geordneten Pflege, wie er nach dem Eindringen der Germanen in die alten römischen Provinzen naturgemäss sich einstellte und auch weiterhin bestehen blieb, nachdem bereits selbständige Staaten sich ausgebildet hatten. Alles was nach den Zeiten der Völkerwanderung zur Ausbesserung bestehender und zur Anlage neuer Strassen geschah, letzteres besonders in jenen Ländern, die ausserhalb der Grenzen des Römerreiches gelegen, nach dessen Zerfall erst erschlossen werden mussten, waren Leistungen ganz untergeordneter Art und nicht zu vergleichen mit den hochstehenden Strassenbauten der Römer.

Wie es dann kam, dass das Strassenwesen in allen Kulturländern Europas ein Jahrtausend hindurch ohne jeden Aufschwung geblieben, kann nicht mit einigen Worten dargelegt werden; Tatsache ist, dass während des ganzen Mittelalters und selbst in der Blütezeit des städtischen Bürgertums, als einzelne Landesteile von auffallend zahlreichen Strassenlinien durchzogen waren, ein wahrhaft trauriger Zustand der Verkehrswege herrschte. Alle sogenannten Strassen verdienten im Grunde genommen diesen Namen nicht, indem sie nach Linienführung, Bau und Unterhaltung nur mässigen Ansprüchen zu genügen imstande waren. Viele, vielleicht die meisten derselben, waren lediglich unbefestigte, in ihrer Richtung durch Furten und Brücken bestimmte Erdwege, die gewöhnlich nur in guter Jahreszeit ohne grössere Schwierigkeiten befahren werden konnten, und wo eine künstliche Befestigung des Strassenkörpers zur Ausführung gelangte, war sie keineswegs zweckentsprechend und kunstgerecht. Bezeichnend in dieser Hinsicht sind die in den früheren Gesetzen und in späteren Weis-

[1]) Ausführliche Angaben und Untersuchungen über Römerstrassen gibt Bergier, Histoire des grands chemins de l'empire Romain etc., Tome I, Bruxelles 1728 und Rondelet, Traité [illegible] et pratique de l'art de bâtir, Tome I, Paris 1812. Über die Römerstrassen in den Rhein- und Moselgegenden, nach den 1828 von Hauptmann Schmidt angestellten [illegible] findet sich eine Arbeit in den „Verhandl." des Ver. zur Beförd. des Gewerbefleisses in Preussen" [illegible], S. [illegible]. Über Römische Strassen in Bosnien und Herzegovina [illegible] Ballif, Wien 1893. Viele Nachweise sind in Götz, Die Verkehrswege im Dienste des Welthandels, Stuttgart 1888 [illegible] Gasner, Zum deutschen Strassenwesen von der ältesten Zeit bis zur Mitte des XVII. Jahrhunderts, eine germanistisch-antiquarische Studie, Leipzig 1889. Über die Untersuchungen römischer Bohlenwege in Oldenburg [illegible] Wochenblatt für Arch. und Ing. 1881, S. 295.

tümern enthaltenen Bestimmungen, wonach z. B. das Überpflügen der Strassen oder die Beseitigung der Erde von denselben gebüsst und die auf der überpflügten Strasse etwa aufgegangene Saat wieder entfernt werden musste [1]). Von Interesse sind auch die mancherlei im Laufe der Zeit entstandenen Vorschriften über die Breitenbemessung der verschiedenen Arten von Strassen und ihre Unterhaltung, indem daraus hervorgeht, dass sich die Breite bei schlechtem Zustande der Strasse beständig vergrösserte und neue Strassen, sogenannte Beiwege über fremdem Grund und Boden sich ausbildeten [2]).

Noch schlimmer, wenn möglich, wie mit der Anlage und dem Bau der Strassen stand es um ihre Unterhaltung. Immer war sie unzweckmässig und höchst mangelhaft, wenn sie nicht etwa aus Unverstand, bösem Willen oder aus anderen Gründen überhaupt unterblieb. Wohl suchten die Regierungen die schreiendsten Missstände durch mancherlei, oft abgeänderte Gesetzesbestimmungen und Verordnungen zu beheben, ohne dass jedoch hierdurch der klägliche Zustand der meisten Verkehrswege wesentlich verbessert worden wäre [3]).

Neue Anläufe zur Verbesserung des Strassenbaues und zur Einrichtung einer mehr geregelten Strassenunterhaltung wurden im 16. und 17. Jahrhundert unternommen, besonders nachdem die Postanstalten immer mehr Bedeutung erlangt hatten, aber ein eigentlicher Fortschritt wurde dabei nicht erzielt [4]). So blieb es im grossen und ganzen, abgesehen von dem Bau mehrerer Pracht- und Luxuswege, die unter Ludwig XIV. in Frankreich und ungefähr zur selben Zeit auch in Spanien zustande kamen, etwa bis in die Mitte des 18 Jahrhunderts [5]). Als damals allerwärts die Aufgaben auf dem Gebiete des Strassenwesens immer grösser wurden, kam endlich die Erkenntnis zum Durchbruch, dass das Haupthindernis einer gedeihlichen Entwickelung des Strassenwesens in der mangelnden Sachkenntnis der mit seiner Leitung betrauten Beamten zu suchen sei und dass eine wesentliche Besserung der Verhältnisse erst erwartet werden könne, nachdem auch für diese Sparte des Staatsdienstes ein besonders dafür vorgebildeter Beamtenstand zur Verfügung wäre.

---

1) Älteste Gesetzbücher, sodann Jakob Grimm, Weistümer, I. Teil, Göttingen 1840, S. 484, 487; III. Teil, Göttingen 1842, S. 79, 642, Nr. 15.

2) Jakob Grimm, Weistümer, I, 480.

3) Sehr interessant ist eine Abhandlung von Dr. G. Landau, Beiträge zur Geschichte der alten Heer- und Handelsstrassen in Deutschland, Zeitschrift für deutsche Kulturgeschichte, v. Müller und Falke, 1856, S. 483a. Eine Menge Material zur Beurteilung des deutschen Strassenwesens mit vielen Literaturnachweisen findet sich in E. Gasner, Zum deutschen Strassenwesen von der ältesten Zeit bis zu Mitte des XVII. Jahrhunderts, Leipzig 1889.

4) Anschaulich schildert Th. B. Macaulay in „The history of England", Leipzig, Tauchnitz, Vol. I, 1849, S. 366 den Zustand der Strassen in England im 17. Jahrhundert.

5) In P. J. Marperger's „Beschreibung der Messen und Jahrmärkte", Leipzig 1710, S. 256 heisst es wörtlich: „Dahero eine höchstbeklägliche Sache ist, dass heutigs Tags fast durch gantz Teutschland die öffentliche Land- und Heerstrassen so sehr negligiret, Grund und Boden lossgelassen, und ungeacht viel Landes-Herrn grossen Brücken- Weg- und Passage-Zoll einzuheben haben; dennoch nicht das geringste zu Ausbesserung der Weg und Stege von ihren Hof- und Amts-Cammern veranstaltet wird, welches wir dann billig in dem folgenden Capitel dieses Tractats unter die abzuschaffenden Mängel gesetzet, die biss anhero das Aufnehmen der Messen und Jahrmärkte ziemlich turbiret und verhindert, das Fuhrlohn der Güter und consequenter die Preisse der Waaren vertheuret, Menschen und Pferde fatiguiret und zu Schanden gemacht, theils auch zu ungeschliffener Fuhrknechte entsetzlichem Fluchen und Gotteslästern und sonderlich zu vielen Streithändeln Ursach gegeben hat, wann nehmlich die Waaren nicht zu rechter und in dem Frachtbriefe versprochener Zeit in dem Marckt oder Mess haben können gelieffert werden, woran aber die bösen Wege die grösste Ursach gewesen."

In der „Ausführlichen Abhandlung von den berümten zwoen Reichsmessen so in der Reichsstadt Frankfurt am Main järlich gehalten werden etc.", gedruckt 1765, S. 136 wird hervorgehoben, dass die öffentlichen Strassen auch in jener Zeit im allgemeinen noch viel zu wünschen übrig liessen.

Das grosse Verdienst, in dieser Richtung bahnbrechend vorgegangen zu sein, gebührt ohne Zweifel den Franzosen, die schon im Jahre 1747 in Paris eine Fachschule für Brücken- und Wegbau mit dem berühmten Perronet an der Spitze, sodann durch ein Dekret vom 28. September 1794 die École centrale des travaux publics gründeten, welch letztere im Jahre 1795 den Namen École polytechnique erhielt [1], ausserdem aber eine entsprechende Strassenadministration anbahnten, indem sie die Unterhaltung ihres Strassennetzes einem theoretisch und praktisch für seinen Beruf ausgebildeten Ingenieurkorps übertrugen, dabei aber den leitenden technischen Behörden ein hohes Mass der Zuständigkeit einräumten. Der so erzielte Fortschritt und die damit in Verbindung stehende Entwickelung der Ingenieurbaukunst überhaupt, die den Franzosen in technischen Dingen für lange Zeit das Übergewicht über die anderen Nationen sicherte, kann nicht entschieden genug hervorgehoben werden.

Später erst folgten diese dem französischen Beispiel. In Bayern z. B. kam, wie in einem Reskript gelegentlich ausgesprochen wird, „die aus der Natur der Sache sich von selbst aufdringende Überzeugung, dass die Leitung des Wasser-, Brücken- und Strassenbaues die unmittelbare Mitwirkung theoretisch und praktisch mit diesem Fach vertrauter Männer erfordere“, im Jahre 1805 zum Durchbruch. Zu dieser Zeit wurde im kurfürstlichen Finanzministerium ein Geheimes Zentralbureau für Wasser- und Strassenbau errichtet, als Chef desselben der in Frankreich ausgebildete, durch seine Bogenbrücken in weiteren Kreisen bekannt gewordene Ingenieur Geh. Rat v. Wiebeking ernannt und demselben die bauwissenschaftliche Leitung des gesamten bayerischen Strassen- und Wasserbauwesens übertragen. Die neue Auffassung der Dinge kommt in der wenige Monate hernach erschienenen kurfürstlichen Entschliessung vom 28. Mai 1805, die Organisation des Wasser- und Strassenbauwesens in der Provinz Bayern betreffend, sehr entschieden zum Ausdruck. An einer Stelle wird bemerkt, das Wasser- und Strassenbauwesen könne einer bauwissenschaftlichen Leitung nicht entbehren. An einer anderen Stelle heisst es wörtlich: „Insoferne das Wasser- und Strassenbauwesen eine Abteilung der Staatswirtschaft ausmacht, welche bestimmte Kenntnisse und Erfahrungen der Strassen- und Wasserbaukunde, sowie eine schnelle Ausführung der gefassten Beschlüsse erheischt, so kann dieselbe kein Gegenstand kollegialischer Verhandlungen sein, wenn sie nämlich mit Ökonomie und zum Besten des Landes in Ausübung gebracht werden soll.“ Auch auf die bisherigen Verhältnisse werfen die Ausführungen dieses Reskripts interessante Schlaglichter. Von nun an hätte, so wird bestimmt, die Benennung „Wasserbau-Inspektion“ für die Zollämter und für die Rentämter die angenommene Benennung „Strasseninspektions-Ämter“ zu entfallen. Dieselben hätten sich künftig nur noch mit Geldzahlungen zu befassen, sich aber nicht mehr in bauwissenschaftliche Anordnungen einzumischen. Die an die genannten Ämter erlassenen Instruktionen, ihre Beteiligung am Bauwesen betreffend, seien aufgehoben und die früher von Zoll- und Rentbeamten bezogenen Diäten könnten grösstenteils in Wegfall kommen, „da dieselben mit dem Bauwesen selbst nichts mehr zu tun hätten.“

Aus der oben erwähnten Fachschule in Paris und den anderen in der Folgezeit gegründeten Schulen gingen jene ersten Ingenieure hervor, die sich um die wissenschaftliche Begründung des Ingenieurwesens so verdient gemacht haben und namentlich auch die Strassenbaukunde förderten, indem sie richtige Grundsätze für das bis dahin ganz vernachlässigte Trassieren der Strassen aufstellten und neue Konstruktionen und Ausführungsweisen derselben ersannen.

[1] Annuaire de l'École polytechnique pour l'an 18[illegible], p. [illegible]

Näheres über die Entwickelung der Strassen-Befestigungs-Methoden bei Verwendung von Pflasterung, dieser ältesten Befestigungsweise und der erst später aufgekommenen Beschotterung (Chaussierung) ist in den einschlägigen Abschnitten dieses Buches zu finden, hier sei nur nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass nach wissenschaftlichen Grundsätzen ausgeführte Strassen tatsächlich erst seit Ende des 18. Jahrhunderts bestehen und dass das Strassenwesen der europäischen Länder, endlich nach Verlauf von etwa anderthalb Jahrtausenden, wieder einen Grad der Ausbildung erlangte, bei dem es in Vergleich mit der entsprechenden Kulturarbeit der alten Römer treten konnte. Dann freilich kamen bald Leistungen der jungen Ingenieurkunst, namentlich beim Übersetzen der Alpen zu stande, die die besten Leistungen der alten Römer in mehrfacher Hinsicht übertrafen, und gar mit der Umbildung der gewöhnlichen Landstrasse zur Eisenbahn vollzog sich, und zwar innerhalb weniger Jahrzehnte, ein unerhörter Fortschritt, ein gänzlicher Umschwung und eine ungeahnte Entwickelung aller Verkehrsverhältnisse, die auch die kühnste Phantasie nicht zu fassen vermocht hätte; es kam eine den ganzen Erdball umspannende, die Interessen von Staat und Publikum gleichmässig fördernde Anstalt zustande, der gegenüber die altrömischen Verkehrslinien mit ihrem cursus publicus als erste Anfänge bezeichnet werden dürfen.

Dass durch eine solche Umwälzung ohnegleichen die in lebhaftem Aufschwunge begriffenen gewöhnlichen Landstrassen nicht unberührt bleiben konnten, ist begreiflich. Man kann den auf sie geäusserten Einfluss im wesentlichen dahin zusammenfassen, dass überall dort, wo Eisenbahnen mit bestehenden Strassen in Wettbewerb traten, der durchgehende Verkehr infolge Beschleunigung und Verbilligung des Transports auf der Bahn an diese überging, so dass manche der betreffenden Strassen geradezu verödeten und die an ihnen gelegenen Ortschaften schwer litten, dass hingegen der Ortsverkehr auf allen der Zufuhr zur Eisenbahn dienenden Strassen sich mächtig hob und neue Linien solcher Art nötig machte. So ist es gekommen, dass der Gesamtverkehr auf den Strassennetzen der Länder infolge des Baues der Eisenbahnen keine Einbusse, sondern eine Steigerung erfuhr, wobei nicht nur die Gesamtsumme der zu transportierenden Lasten wuchs, sondern auch die Grösstwerte der Achsbelastungen vieler Fuhrwerke sich erhöhten.

Einen solchermassen gesteigerten Angriff vermochten nun aber die Fahrbahnen der bestehenden Landstrassen nicht zu ertragen, ihre Abnützung überstieg rasch das normale Mass, die Bewegungswiderstände mehrten sich in bedenklicher Weise und alle Fehler, welche bei ihrer Trassierung und ursprünglichen Herstellung begangen worden waren, machten sich in erhöhtem Grade geltend. Wollte man den Forderungen der Nationalökonomie gebührend Rechnung tragen und insbesondere den wirtschaftlichen Wert der Eisenbahnen nicht durch übermässige Transportkosten auf den Zufuhrwegen schmälern lassen, so musste man sich zu einer Verbesserung der Landstrassen nach Bau und Unterhaltung entschliessen. Freilich waren hierzu nicht unbeträchtliche Mittel erforderlich, denn wenn es auch den Bemühungen der Strasseningenieure gelang, dem gesteckten Ziele vielfach ohne Überschreitung der ausgeworfenen Etatssummen näher zu kommen, ein bedeutender Mehraufwand war naturgemäss nicht zu umgehen. Unter solchen Umständen drängte sich neuerdings die Frage in den Vordergrund, welche Einteilung der Strassen nach ihrer Bedeutung und Aufgabe am Platze sei, nach welchem Modus die Lasten billigerweise auf die verschiedenen Interessenten verteilt werden sollten und welche Organisation des Strassenwesens sich empfehle, wichtige Fragen, die bis heute noch nicht überall

zu einer befriedigenden Lösung gebracht werden konnten, trotz aller darauf verwendeten Mühe.

War die Verbesserung der Landstrassen zunächst aus volkswirtschaftlichen Erwägungen dringend notwendig geworden, so muss sie neuerdings auch aus anderen Gründen mindestens als sehr wünschenswert bezeichnet werden. Es sei nur daran erinnert, dass die Verwendung sogenannter Motorfahrzeuge, jener Vereinigungen von Lokomotive und Wagen, die in neuerer Zeit so viel von sich reden machen und offenbar einer noch höheren Ausbildung fähig sind, wesentlich von dem guten Zustande der Landstrassen abhängig ist, und dass eben dadurch den mit Recht geltend gemachten Bedürfnissen der radfahrenden Menschheit entsprochen wird.

Die dem Strasseningenieur in der angedeuteten Richtung erwachsenden Aufgaben sind so umfangreich, dass ihnen gegenüber die an sich vortrefflichen Leistungen bei Herstellung neuer Strassenlinien mehr zurücktreten. Unser nächstes Interesse wird deshalb auch von der Frage in Anspruch genommen, welche Massnahmen zur Lösung jener Aufgaben getroffen werden können und inwieweit solche bisher schon zur Ausführung gebracht worden sind. Bei der Knappheit der für die Instandhaltung der Landstrassen regelmässig ausgeworfenen Mittel und der immerhin bedeutenden Schwierigkeiten, eine Erhöhung derselben herbeizuführen, wandten die Ingenieure ihr Augenmerk vor allem auf die Ausbildung eines verbesserten Verfahrens bei der Strassenunterhaltung und auf grössere Sorgfalt bei der Auswahl des Strassenmateriales und sie erzielten in der Tat schon auf diesem Wege bemerkenswerte Erfolge. Daneben wurde der Umbau älterer Strassenlinien in Aussicht genommen, namentlich die Beseitigung übermässiger, den Verkehr hemmender Steigungen, die Verbesserung der bestehenden Fahrbahnkonstruktionen und der Ersatz alter hölzerner Brücken durch solche aus Stein und Eisen.

Was insbesondere die vermehrte Sorgfalt bei Auswahl des Unterhaltungsmaterials für Strassen betrifft, so hatte man schon seit längerer Zeit es vielfach als vorteilhaft erkannt, statt minderwertigen, aus nächster Nähe zu beziehenden Gesteinsarten höherstehende zu verwenden, auch wenn dieselben aus weiter Ferne beigeschafft werden mussten. Der Wunsch, bestimmt entscheiden zu können, ob in einem gegebenen Falle die Mehrkosten des besseren Materials in richtigem Verhältnis zu seiner Mehrleistung stehen, führte unter anderem zu einem vertieften Studium der letzteren und zu dem Versuch, sogenannte Güteziffern für die in Betracht kommenden Gesteine aufzustellen, wodurch ihre, aus dem Zusammenwirken aller Eigenschaften resultierende Brauchbarkeit für Strassenbauzwecke zum Ausdruck gebracht werden sollte. Zu dem Zweck wurden in Prüfungsanstalten nach den sonst üblichen Methoden insbesondere die Druckfestigkeit des Gesteins bei Trockenheit und Nässe, seine Wetterbeständigkeit, Politurfähigkeit u. dgl. m. bestimmt und in Verbindung damit das Gefüge durch mikroskopische Untersuchung festgestellt. Auch neue Methoden und Apparate wurden notwendig, um z. B. die gleichzeitig durch Härte und Zähigkeit bedingte sogenannte Abnutzbarkeit des Materials festzustellen, oder um die komplizierten Angriffe, denen die Strassendecklage in Wirklichkeit ausgesetzt ist, im Laboratorium auf geeignete Weise nachzuahmen. Daneben empfahl es sich, die Wirkungen dieser Angriffe an der befahrenen Strasse selbst zu verfolgen und so kam man auch dazu, Versuchsstrecken in den Strassenlinien anzulegen, wo die unter bekannten Umständen eintretende Abnützung des eingebauten Steingeschlägs und der Gesamtbetrag des Unterhaltungsaufwandes unter Berücksichtigung aller einwirkenden Faktoren direkt beobachtet werden konnte. Wenn die letztgenannten Arbeiten wegen der verhältnismässig grossen wahr-

scheinlichen Fehler der erforderten Messungen und sonstiger Schwierigkeiten ein befriedigendes Ergebnis nicht geliefert haben, so verdienen dieselben doch auch weiterhin Beachtung [1]).

Bewirkte das Auftreten der Eisenbahn nur eine Verschiebung auf dem bisherigen Gebiete der Strassenbauingenieure, so eröffnete sich für dieselben anderseits ein neues Feld der Tätigkeit in dem Strassenbau der Städte, deren keineswegs durchaus erfreuliches Wachstum in inniger Beziehung zur Entwickelung der Eisenbahnnetze steht. Bis dahin war der Strassenbau in den Städten von wenig Bedeutung und stellte nur geringe Forderungen an das Können der Ingenieure. Mit der Vergrösserung der Städte aber erwuchsen für den Strasseningenieur neue Aufgaben doppelter Art. In erster Linie handelte es sich um die Ausbildung der älteren Strassenbefestigungsweisen, die dem ausserordentlich gesteigerten Verkehre auf den städtischen Strassen nicht mehr gewachsen waren, um die Erfindung neuer Arten der Befestigung, wodurch der für die Gesundheit schädliche Staub und Wagenlärm tunlich beseitigt werden sollte, und um die Unterbringung der an Zahl immer wachsenden sogenannten Versorgungsnetze, all der Kanäle, Rohrstränge, Kabelleitungen u. dgl. m., die die mannigfaltigen Bedürfnisse der Grossstadt zu befriedigen haben. Daneben aber hat der Strasseningenieur in den Städten auch noch anderen Anforderungen zu genügen; man verlangt von ihm mit Recht auch Schönheitssinn und Kunstverständnis, damit er im stande sei, gemeinschaftlich mit dem Architekten durch künstlerische Anordnung und Ausgestaltung der Strassen und Plätze und durch gärtnerische Anlagen dem Grossstädter in dem Häusermeere ein erträgliches, menschenwürdiges Dasein zu ermöglichen [2]).

1) F. Loewe, Die geschichtliche Entwickelung der Landstrassen, Festrede, gehalten zur Eröffnungsfeier des Studienjahres 1898/99 der k. Technischen Hochschule zu München, Jahresbericht dieser Hochschule für 1898/99.

2) Von Geschichtswerken umfassenderen Inhalts sei hier noch erwähnt: Curt Merckel, Die Ingenieurtechnik im Altertum. In diesem Buche werden Werkzeuge, Instrumente usw., Bewässerungsanlagen, Kanäle usw., Strassen- und Brückenbauten, Hafenbauten, der Städtebau, Wasserversorgungsanlagen, Ausbildung und Stellung der Ingenieure u. dergl. mehr behandelt.

I. Bodenkunde.

Äussere Gestaltung des Erdbodens.

1. Benennung der Bodenformen.

Die Bezeichnungen für die verschiedenen Formen der Bodenoberfläche lassen sich bei deren ausserordentlichen Mannigfaltigkeit und dem Mangel fast aller Gesetzmässigkeit keineswegs mathematisch scharf fassen.

Überlegt man, dass auf der festen Erdoberfläche Ebenheit und Unebenheit, Tiefe und Höhe im Gegensatz zueinander stehen, so kann man zunächst Ebenes Land oder Flachland und Bergland (Hügelland) unterscheiden. Das ebene oder flache Land ist jedoch nur insofern als eben zu betrachten, als es lediglich geringe und ganz allmählich ineinander übergehende Erhebungen und Vertiefungen aufweist, so dass die Übersicht über das von Wald, Gebäuden u. dgl. freie Land unbehindert bleibt. Auch ist es nicht ausgeschlossen, dass ein in solchem Sinne ebenes und dabei sehr ausgedehntes Gelände Hügel und selbst bedeutendere Erhebungen aufweist.

Eine ebene Bodenfläche, die für gewöhnlich trocken liegt und nur durch atmosphärische Niederschläge nass wird, heist zuweilen ebenes Festland, dagegen hört man von ebenem Weichland sprechen, wenn die ebene Bodenfläche schon infolge ihrer Lage mehr oder weniger durchnässt ist. Dieselbe wird insbesondere Sumpf (Morast) genannt, wenn Wasserpflanzen gewisser Art auf ihr wachsen, und Moor (Moos, Filz), wenn die vegetationsarme Ebene nur zeitweilig von Wasser durchdrungen erscheint. Sehr umfangreiche, mit niedrigem gleichartigem Pflanzenwuchs bedeckte Ebenen heissen Heiden, Steppen, Prairien, Savannen, Llaños, Pampas usw.

Das Flachland wird weiter je nach seiner Höhenlage über dem Meere als Tiefebene (bei bedeutender Ausdehnung als Tiefland) und als Hochebene (Plateau, Tafelland) unterschieden. Eine scharfe Grenze zwischen beiden lässt sich nicht ziehen, doch wird zuweilen angenommen, dass eine Hochebene vorliege, wenn ihre mittlere Höhenlage[1]) über dem Meeresspiegel mindestens 200 m beträgt.

[1]) Unter mittlerer Höhe einer begrenzten Bodenfläche versteht man das arithmetische Mittel aus den Höhenzahlen einer möglichst grossen Anzahl gleichmässig über die Fläche verteilter Punkte. Denkt man sich also das Flächenstück in Elemente $\triangle F$ zerlegt, so dass sein Inhalt $F = \Sigma \triangle F$, und nennt man die Höhe dieser Teile beziehungsweise h_1, $h_2 \ldots h_n$, so berechnet sich die mittlere Höhe nach der Formel

$$h = \frac{\triangle F_1 . h_1 + \triangle F_2 . h_2 + \ldots + \triangle F_n . h_n}{\triangle F_1 + \triangle F_2 + \ldots + \triangle F_n}.$$

Die so bestimmte Höhenzahl käme einer Ebene zu, die man erhalten würde, wenn man alle Erhebungen soweit abtrüge, dass die vorhandenen Vertiefungen eben ausgefüllt würden.

Die Hochebene heisst insbesondere Platte (Plateau), wenn sie den obersten Teil eines Gebirgsstockes bildet, im anderen Falle aber Gebirgsstufe (Terrasse); bei bedeutender Horizontalausdehnung liegt einerseits Tafelland und anderseits Terrassenland vor. Eine besondere Bezeichnung für sandige, heideartige Teile der norddeutschen Tiefebene ist Geest und eine andere, Marschland, für die an Flussmündungen, in der Nähe der Küste gelegenen, durch angeschwemmten Boden sehr fruchtbaren Ländereien, die durch Deichanlagen gegen Überschwemmungen geschützt werden müssen.

Unter Bergland (Hügelland), im Gegensatz zu Flachland, versteht man ein Gebiet, das von Bergen (Hügeln), d. h. von wenig ausgedehnten, nur schwach oder gar nicht gegliederten, selbständigen oder auf verschiedene Weise untereinander zusammenhängenden Bodenerhebungen erfüllt ist. Gruppieren sich die Erhebungen um einen Mittelpunkt, so dass Längen- und Breitenentwickelung nicht wesentlich voneinander abweichen, so spricht man von einem Massengebirge, und wenn die Erhebungen reihenweise auftreten und eine ausgesprochene Längenentwickelung bedingen, von einem Kettengebirge (Hügelkette). Hügelland unterscheidet sich vom Bergland hauptsächlich dadurch, dass bei ihm der Wechsel in den Höhenverhältnissen weniger jäh und die relative Höhe der Erhebungen nicht so bedeutend (nicht mehr als etwa 200 m) ist.

Bei jedem Berge oder Hügel unterscheidet man einen unteren, mittleren und oberen Teil. Der untere Teil beginnt mit dem Fuss des Berges (Hügels), der als die Gesamtheit aller Punkte bezeichnet werden kann, deren relative Höhenlage gleich null ist; der mittlere Teil wird von den Seitenflächen, den sogenannten Abhängen, Lehnen oder Wänden des Berges gebildet, und oben endigt der Berg mit seinem Gipfel, dessen Form von der Art und Schichtung des Gesteins, sowie von der Höhe der Erhebung abhängt und je nachdem Spitze, Horn, Nadel, Kuppe, Platte, Kamm, Rücken, Grat u. dgl. m. genannt wird.

Die Schnittlinie einer lotrechten Ebene mit dem Abhang kann gerade, gebrochen, aus- oder eingebogen, steil oder flach sein, der Horizontalschnitt desselben gerade, ein- oder ausgebogen. Geradlinig und die natürliche Böschung darstellend sind insbesondere die Erzeugenden der Schuttkegel, die durch das aus den Runsen und Schluchten kommende Wasser abgelagert werden. Besonders bezeichnend für einen gebirgigen Bezirk sind dessen Kämme (Grate), nämlich die Linien, längs denen die höchsten Erhebungen liegen. Von diesen Kammlinien aus fällt der Boden in der Regel nach beiden Seiten hin ab, so dass auch das Regenwetter vom Kamm aus beiderseits abrinnt und die Kammlinien zugleich Wasserscheidelinien (Wasserscheiden) darstellen, die sich hiernach als die Verbindungslinien der höchsten Punkte aller Querschnitte eines Kammes kennzeichnen lassen. Übrigens gibt es auch sehr schwach ausgeprägte Wasserscheiden, sogenannte Talwasserscheiden (Fossa Carolina). Grund- und Aufriss der Wasserscheiden sind gewöhnlich ganz unregelmässig aus geraden und gekrümmten Stücken zusammengesetzt; die tiefsten Stellen derselben heissen Sättel, Pässe, Joche, Scharten, Scheidecken.

Das von den Kämmen (Wasserscheiden) abfliessende Wasser folgt den Rinnen und Mulden der Abhänge und sammelt sich in den Vertiefungen der Bodenoberfläche zwischen den Bergen oder Hügeln, wo es verbleibt, wenn diese Vertiefungen beckenartig geformt sind, oder längs welchen es einen Wasserlauf (Rinne, Bach, Fluss, Strom) bildet, sobald dieselben, wie gewöhnlich, eine fallende Sohle besitzen. Quellenbäche sind kleinere Wasserläufe, die hauptsächlich von Quellen gespeist werden und infolgedessen eine ziemlich beständige Wasserführung besitzen. Gletscherbäche werden durch geschmol-

zenes Gletschereis gebildet. **Regenbäche** haben keinen Zufluss aus Quellen, sondern führen nur zeitweilig atmosphärische Niederschläge ab. **Fluss** ist ein grösserer Wasserlauf und gewöhnlich ein solcher, der Floss- oder Schiffahrt ermöglicht und sich nicht in das Meer, sondern in einen grösseren Wasserlauf ergiesst. Grosse Flüsse und namentlich solche, die sich ins Meer ergiessen, werden **Ströme** genannt. Vertiefungen der Bodenoberfläche, in denen das Wasser abfliesst, heissen bei geringer Längenausdehnung und entsprechender Enge **Klüfte, Spalten, Klammen, Schluchten**, bei bedeutender Entwickelung nach Länge, Breite und Tiefe aber **Täler**.

Ein Tal, das parallel zur Längenerstreckung eines Gebirges (Hügellandes), also insbesondere zwischen den Berg- oder Hügelketten verläuft, heisst ein **Längstal**, und ein in dieses von der Seite her einmündendes ein **Quertal**. Längstäler weisen eine tektonische Leitlinie auf, längs welcher die Austiefung durch Erosion des fliessenden Wassers bewirkt wurde. Quertäler sind in der Regel **Durchbruchtäler**; hier hat sich das bewegte Wasser den Durchgang durch eine sich hebende Scholle der Erdrinde erzwungen.

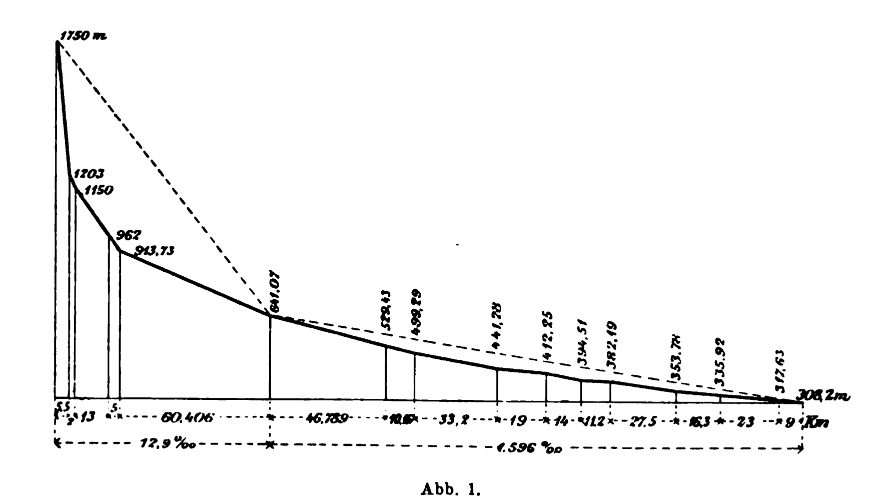


Abb. 1.

Die Berghänge, die das Tal seitlich begrenzen, heissen auch **Talhänge, Talwände**. Zwischen den Fusslinien derselben breitet sich die **Talsohle** aus, und die Verbindungslinie der tiefsten Punkte aller Querschnitte der Sohle ist der **Talweg**, dessen Grundriss öfters sehr unregelmässig gebildet erscheint. Das **Talgefälle** ist am oberen Ende am bedeutendsten und nimmt nach unten hin beständig ab.

Vorder- und Hinterrhein, die beiden Quellflüsse des Rheins, zeigen z. B. innerhalb der wichtigeren Strecken ihres Laufes zwischen ihrem Ursprung und dem Zusammenfluss bei Reichenau die durchschnittlichen Gefälle 74,06, 11,52, 5,45, 4,66 ‰, bezw. 39,87, 22,41, 19,09, 5,26 ‰, und von dieser Vereinigungsstelle bis zum Einfluss in den Bodensee sind die durchschnittlichen Gefälle 3,52, 2,72, 2,94, 1,91, 1,23, 0,86, 0,20, 0,59 ‰ zu verzeichnen[1]). Die Ge-

[1]) **Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse** usw. Im Auftrage der Reichs-Kommission zur Untersuchung der Rheinstromverhältnisse herausgegeben von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrologie im Grossherzogtum Baden, Berlin 1889.

fällsverhältnisse der Isar[1]), die sich zwischen 99,5 und 1,0 m auf 1 km bewegen, sind aus Abb. 1 zu ersehen. In dieselbe sind auch die Durchschnittsgefälle für den Oberlauf und den Lauf innerhalb der Hochebene eingetragen, unter Durchschnittsgefälle (mittlerer Neigung) das Verhältnis des Höhenunterschieds der die fragliche Strecke begrenzenden Endpunkte zur entwickelten Länge dieser Strecke, wie sie die Karte liefert, verstanden[2]).

Im grossen und ganzen kann man als Durchschnittsgefälle

für Quellen und Schluchten	200—100 ‰
„ kleine Bäche	50—5 „
„ grössere Bäche	10—2 „
„ Flüsse	3—0,3 „
„ Ströme im Binnenlande	0,3—0,08 „
„ Ströme in der Nähe des Meeres	0,08—0,04 „

annehmen. Längstäler zeigen gewöhnlich ein geringeres und stetigeres Gefälle als Quertäler.

---

[1]) Gruber, Die Isar nach ihrer Entwickelung und ihren hydrologischen Verhältnissen, München 1889.

[2]) Finsterwalder, Über den mittleren Böschungswinkel und das wahre Areal einer topographischen Fläche. Sitzungsberichte der math.-physik. Klasse der k. bayr. Akad. d. Wissensch. 1890, Bd. XX, Hft. I:

Stellt in Abb. 2a AB einen von dem höheren Punkte A nach dem tieferen Punkte B fortwährend fallenden Talweg vor, so ist die mittlere Neigung desselben nach der oben gegebenen Erklärung

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{h_1 - h_2}{l}$$

Denkt man sich den projizierenden Zylinder der Linie AB in die Ebene ausgebreitet (Abb. 2b), so dass die Projektion A_1 B_1 derselben in eine Gerade gestreckt wird, und denkt man sich diese in viele gleiche oder ungleiche, aber kleine Teile $\triangle l$ zerlegt, so ist nach der Figur

$l = \Sigma \triangle l$ und $h_1 - h_2 = \Sigma \triangle h$

das heisst gleich der Summe aus allen Stücken $\triangle l$, bezw. $\triangle h$ von

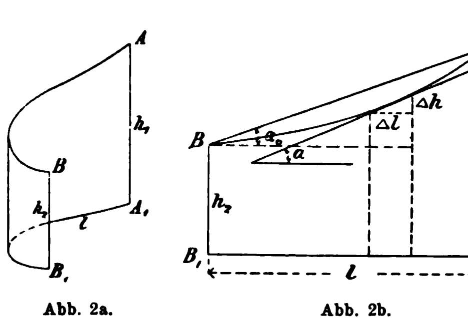


Abb. 2a. Abb. 2b.

A bis B gebildet. Da sich der Quotient $\frac{\triangle h}{\triangle l}$ mit dem Anwachsen der Summanden-Anzahl dem Gefälle

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dh}{dl}$$

nähert, so kann man auch schreiben

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{h_1 - h_2}{l} = \frac{\Sigma \triangle h}{\Sigma \triangle l} = \lim \frac{\Sigma \triangle l . \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma \triangle l}$$

woraus sich ergibt: „Der mittlere Neigungswinkel einer Linie ist der Winkel, dessen Tangente gleich dem arithmetischen Mittel aus den Tangenten der Neigungswinkel der einzelnen Linienelemente ist, wobei jede Tangente mit einem Gewichte proportional der Horizontalprojektion $\triangle l$ des Elementes belastet erscheint."

Von diesem Satze ausgehend hat Finsterwalder eine Bestimmung des mittleren Böschungswinkels der durch Schichtenlinien dargestellten Bodenflächen vorgenommen und den Satz ausgesprochen: „Die Tangente des mittleren Böschungswinkels ist dargestellt durch das Verhältnis der Summe der vertikalen Flächen zur Summe der horizontalen Flächen der Stufen eines Treppenmodelles der topographischen Fläche", wonach sich der mittlere Böschungswinkel β aus der Formel

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\text{Äquidistanz} \times \text{Summe der Isohypsenlängen}}{\text{Fläche der Horizontalprojektion}}$$

berechnet.

Jeder grössere Wasserlauf (Fluss, Strom) entsteht durch das Zusammenfliessen kleinerer Wasserläufe (Nebenflüsse, Bäche), die sich selbst wieder gegen ihren Ursprung hin in immer unbedeutendere Rinnsale verästeln. Alle diese Rinnen, Bäche und Flüsse zusammen beherrschen eine grössere Bodenfläche, insofern sie das auf dieselbe niederfallende Niederschlags-Wasser, soweit es nicht versickert oder verdunstet, dem Hauptflusse oder Strome zuführen. Der Grundriss dieser Bodenfläche, wie er aus Karten entnommen werden kann, heisst das Niederschlagsgebiet (Fluss- oder Stromgebiet) des Hauptwasserlaufes, und die das Gebiet begrenzenden Wasserscheiden heissen seine Hauptwasserscheiden. Die übrigen, neben diesen vorkommenden Wasserscheiden, deren jede zwei benachbarten Bächen oder Wasserrinnen zugehört, werden Nebenwasserscheiden genannt und der Bedeutung der Bäche oder Rinnen entsprechend nach Ordnungen unterschieden. Es beginnt also an jeder Vereinigungsstelle zweier Nebenflüsse (oder auch bei einer Talkrümmung) eine untergeordnete Wasserscheide, die von da aus aufsteigend bis zum Anschlusse an eine Wasserscheide gleicher oder höherer Ordnung verläuft. Ihr durchschnittliches Gefälle ist in der Regel um so grösser und ihre relative Höhe um so geringer, je unbedeutender die durch sie getrennten Wasserläufe sind, so dass hiernach die Hauptwasserscheiden im allgemeinen das geringste Gefälle und die höchste relative Höhe besitzen. Allerdings ist nicht ausgeschlossen, dass zuweilen auch Hauptwasserscheiden in der Ebene verlaufen und bei Hochwasser eine Verbindung zwischen benachbarten Stromgebieten eintritt, wobei die z. B. für Kanalanlagen wichtigen Stellen hervortreten. Wenn auch die Wasserscheiden sich im allgemeinen aus wellenförmigen, abwechselnd steigenden und fallenden Linien zusammensetzen, so sind sie doch im ganzen nach derselben Seite hin wie der zugehörige Talweg geneigt, wie man erkennt, wenn man sich zwei weit auseinanderliegende Punkte desselben Linienzuges durch eine Gerade miteinander verbunden denkt. Das durchschnittliche Gefälle der Wasserscheiden ist grösser als das des Talweges.

Durch die bisherigen Besprechungen sind die Stellen hervorgehoben, die besonders bezeichnend für die Bodengestaltung sind und die deshalb auch beim Festlegen der Achse von Verkehrswegen hauptsächlich ins Auge gefasst werden müssen: Die Punkte, von welchen Wasserscheidelinien ausgehen, oder an welchen deren Gefälle wechseln, insbesondere die Einsattelungspunkte der Wasserscheiden, desgleichen die Ausgangs-, Brechungs- und Vereinigungspunkte der Talwege. Dabei ist zu beachten, dass die tiefsten Stellen der Gratlinien, die Einsattelungen, zugleich die Ausgangspunkte, also die höchsten Punkte von Talwegen bilden, dass gewöhnlich von einem Sattel aus zwei Talwege nach entgegengesetzten Richtungen verlaufen oder dass umgekehrt an der Kammlinie, wo zwei entgegengesetzt gerichtete Täler auslaufen, eine Einsattelung liegt, und endlich, dass die Stellen einer Hauptwasserscheide, in denen sich zwei Nebenwasserscheiden treffen, sich durch ihre Höhenlage auszeichnen [1]).

---

[1]) Von hier einschlägigen Werken seien noch genannt: Dünkelberg, Enzyklopädie und Methodologie der Kulturtechnik, 1. Bd. Die Terrainlehre und die Terraindarstellung, Braunschweig 1883. Günther, Handbuch der Geophysik, 2. Bd Stuttgart 1899 mit vielen Literaturnachweisen, sodann Günther, Über gewisse hydrologisch-topographische Grundbegriffe, Sitzungsberichte der math.-physik. Klasse der k. bayer. Akad. der Wissensch, 1902, Heft I. Ausserdem: Streffleur, Allgemeine Terrainlehre etc., bearbeitet von Neuber, 1. Bd. Wien 1876. Ulrich, Leitfaden für den Unterricht in der Terrainlehre etc. an der k. Kriegsschule, München 1888.

2. Aufnahme und bildliche Darstellung des Erdbodens.

Die Instrumente und Werkzeuge, sowie die Verfahrungsweisen zur Aufnahme der gegenseitigen Lage der die Form der Erdoberfläche bestimmenden Punkte nach Grund- und Aufriss (Horizontal- und Vertikalprojektion), sodann zur bildlichen Darstellung des Gemessenen in Profilen, Karten und Plänen sind Gegenstände der Vermessungskunde und der Lehre vom Plan- und Kartenzeichnen [1]).

Mit Herstellung der verschiedenen Karten, deren sich der Ingenieur bei seinen Arbeiten bedient, ist er für gewöhnlich nicht weiter befasst, dagegen kommt er immer wieder in die Lage, Bodendurchschnitte mancherlei Art und zu verschiedenen Zwecken, wie auch Teile der Bodenoberfläche, ohne Zusammenhang mit einer eigentlichen Landesvermessung, aufnehmen und im Bilde darstellen, also Pläne ausführen zu müssen.

a) Aufnahme und Zeichnung von Bodenschnitten (Bodenprofilen).

Unter einem Bodenschnitt (Bodenprofil) versteht man die Schnittlinie einer lotrechten Ebene oder Zylinderfläche mit der Erdoberfläche. Ein solcher ist durch seinen Grund- und Aufriss bestimmt. Was insbesondere den letzteren betrifft, so wird derselbe zunächst durch alle jene Punkte festgelegt, an denen sich die Neigung der Schnittlinie ändert. Zu diesen sogenannten Zwischenpunkten kommen alsdann bei grösserer Ausdehnung des Durchschnittes auch noch „Hauptpunkte“, durch die die Grundrisslinie des Durchschnittes in gleiche Abschnitte zerlegt und einerseits die Längenmessung desselben, anderseits die Ortsbestimmung der Zwischenpunkte erleichtert wird, und schliesslich kommen auch die, die Form des Grundrisses bestimmenden Punkte im Aufrisse zur Darstellung, nämlich die Anfangs- und Endpunkte der gebogenen Strassenstrecken. Indem man die Hauptpunkte beispielsweise in Abständen von 1000 oder 100 m annimmt und von 0 angefangen fortlaufend beziffert, so gibt die Zahl eines solchen Punktes in einfacher Weise auch seine Entfernung vom Anfangspunkte der Zählung an. Die Zwischenpunkte können sodann mit Buchstaben oder durch ihre, in Meter ausgedrückte Entfernung vom nächsten, vorausgehenden Hauptpunkte unterschieden werden, indem man den betreffenden Buchstaben oder den in Zahlen ausgedrückten Abstand der Nummer des erwähnten Hauptpunktes zusetzt. Befinden sich z. B. zwischen den Hauptpunkten Nr. 6 und 7 drei Zwischenpunkte, durch die der 100 m grosse Abstand jener in die Abschnitte 20,5, 55,5, 13,0 und 11,0 zerlegt wird, so kann man die Zwischenpunkte nach dem Gesagten entweder 6a, 6b und 6c oder $6^{+20,5}$, $6^{+76,0}$ und $6^{+89,0}$ benennen.

Längsschnitte der Bodenoberfläche.

Die wichtigsten Bodenschnitte sind die Längsschnitte (Längenprofile), die durch ein längs den Strassenachsen sich bewegendes Lot auf der Bodenoberfläche bezeichnet werden. Ihr Grundriss besteht aus geraden Strecken und Kreisbögen, die jene berühren, und sie werden, ausser durch die oben besprochenen Haupt- und Zwischenpunkte auch durch die Schnittpunkte der geraden Strecken (Tangentenschnitte), sowie die Berührungspunkte der Bögen und

---

[1]) Siehe unter anderen: Bauernfeind, Elemente der Vermessungskunde, Bd. 1 u. 2, 7. Aufl., Stuttgart 1890 Jordan, Handbuch der Vermessungskunde, 2. Bd. Feld- und Landmessung, 6. erweiterte Auflage, bearbeitet von Reinhertz, Stuttgart 1904. Hartner, Hand- und Lehrbuch der niederen Geodäsie, fortgesetzt von Wastler, in 9 Auflage bearbeitet von Doležal, Wien 1904. Vogler, Lehrbuch der praktischen Geometrie, 1. Teil Vorstudien und Feldmessen, Braunschweig 1885, sodann von demselben Verfasser: Grundlehren der Kulturtechnik, 1. Bd, 2. Teil, 6. Abschnitt: Trassieren, 3. Auflage, Berlin 1903.

deren Halbmesser bestimmt. Auf dem Felde bezeichnet man die Tangentenschnitte durch Stangen, die Bogenenden durch starke Pfähle mit Nagel und die übrigen Punkte durch Pfähle in der Art, dass man durch „Grundpfähle“, deren Kopfoberfläche in der Höhe des Erdbodens zu liegen kommt, zugleich ihre Höhenlage, und auf „Beipfählen“, die neben jenen eingeschlagen werden, ihre Bezeichnung angibt. Die wagrechte Entfernung der Grundpfähle voneinander wird mit Stahlband oder Latte, die Höhe ihrer Kopffläche mit dem Nivellier-Instrument eingemessen, wobei man von demselben Standpunkte des Instruments aus mehrere Punkte aufzunehmen sucht, was so lange unbedenklich ist, als der Unterschied in den Absehweiten nicht zu bedeutend wird.

Die Art der Aufschreibung während der Feldarbeit kann nach folgender Tabelle[1]) geschehen.

Punkt	Ablesung	Steigt	Fällt	Kote	Bemerkungen
0	2,685			318,185	Anfangspunkt
a	1,213	1,472		319,657	
b	0,156	1,057		320,714	
c	2,869		2,713	318,001	
c	3,456				
1	3,201	0,255		318,256	
a	0,345	2,856		321,112	
b	2,678		2,333	318,779	
b	1,234				
2	1,567		0,333	318,446	Strassenkante
2 + 1,4	2,345		0,778	317,668	Grabensohle
2 + 2,8	1,432	0,913		318,581	Grabenrand
a	0,987	0,445		319,026	

In die erste Spalte werden die Aufstellungspunkte der Nivellierlatte eingetragen; in die zweite die auf der Latte genommenen Ablesungen; in die dritte und vierte die Steigungen oder Gefälle von einem Punkte zum andern; in die fünfte die berechneten Höhenkoten; in die sechste Spalte endlich Bemerkungen über die einzumessenden Punkte. Jeder Wechsel der Instrumentenstellung, hier bei 0^c und 1^b, wird durch einen, die beiden ersten Spalten durchschneidenden Querstrich angedeutet. Auf dem Felde werden gewöhnlich nur die beiden ersten und die letzte Spalte ausgefüllt.

Eine andere Art der Aufschreibung und Berechnung erfolgt mit Benützung der nachstehenden Tabelle, wobei die Fortpflanzung von Fehlern durch die ganze Tabelle vermieden wird.

[1]) Bauernfeind, Elemente der Vermessungskunde.

Punkt	Ablesung	Kote	Horizont	Bemerkungen
0	2,685	318,185	320,870	Anfangspunkt
a	1,213	319,657		
b	0,156	320,714		
c	2,869	318,001		
c	3,456		321,457	
1	3,201	318,256		
a	0,345	321,112		
b	2,678	318,779		
b	1,234		320,013	
2	1,567	318,446		Strassenkante
2 + 1,4	2,345	317,668		Grabensohle
2 + 2,8	1,432	318,581		Grabenrand
a	0,987	319,026		

Die beiden ersten und die letzte Spalte stimmen mit jenen der ersten Aufschreibung überein; in die dritte Spalte kommen die aus der Kote des Anfangspunktes abgeleiteten Koten der übrigen Punkte, wobei jedoch die Ausgangskote nicht bekannt zu sein braucht und einstweilen beliebig angenommen werden kann; in der vierten Spalte stehen die Instrumentenhöhen, d. h. die Koten der wagrechten Absehebenen der einzelnen Instrumentenstände. Sämtliche, oder wenigstens die auf die Wechselpunkte bezüglichen Berechnungen werden schon draussen auf dem Felde gemacht und zu Hause nur nachgerechnet.

Bezüglich der Ausgleichung der Beobachtungsunterschiede bei wiederholter Höhenmessung wird auf die Lehrbücher verwiesen.

Beim Auftragen des Längsschnittes denkt man sich dessen projizierenden Zylinder in eine Ebene ausgebreitet und stellt ein verzerrtes Bild dar, indem man für die Höhen einen grösseren (öfters zehnfachen) Masstab wie für die Längen wählt, um auf solche Weise die Neigungsverhältnisse des Bodens deutlich hervortreten zu lassen.

Querschnitte der Bodenoberfläche.

In naher Beziehung zu den Längsschnitten stehen die Querschnitte (Querprofile) der Bodenfläche, die insbesondere auch zur Berechnung der Damm- und Einschnittsmassen erforderlich sind. Sie werden in jedem Haupt- und Zwischenpunkte des Längsschnittes genommen und in der Regel senkrecht zu diesem gelegt. Die Bezeichnung der Brechungspunkte des Querschnitts

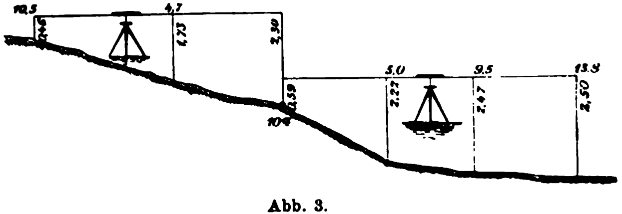


Abb. 3.

(Hauptpunkte sind bei dessen geringer Ausdehnung nicht erforderlich) auf dem Felde kann in sehr einfacher Weise durch Holzspäne geschehen, solange der Boden fest genug ist, um die Nivellierlatte tragen zu können, da es für die Zwecke der Massenberechnung u. dgl. m. genügt, die Latte unmittelbar auf den Boden zu setzen. Um die zu beiden Seiten des Längsschnittes liegenden Teile des

Querschnittes nicht zu verwechseln, pflegt man diesen schon bei der Aufnahme so zu skizzieren und später beim Auftragen so zu zeichnen, wie er dem Beschauer auf dem Felde erscheint, wenn derselbe im Längsschnitte, mit dem Gesichte in die Richtung der Zählung gewendet, steht. Nach erfolgter Abpflockung des Querschnittes werden seine Brechungspunkte auf die Achse eingemessen, ihre Höhenlage unter Anschluss an den Grundpfahl des Achsenpunktes gewöhnlich mit dem Nivellierinstrumente bestimmt und die Messungsergebeisse etwa nach Abb. 3 in einen Handriss eingetragen, in dem auch sonstige bemerkenswerte Umstände verzeichnet werden können.

In der Abbildung ist angenommen worden, dass die Höhenbestimmung mit gewöhnlichen Nivellierinstrumenten bei wagrechter Absehlinie derselben erfolge. Dieses Verfahren ist zweckmässig, wenn die Bodenfläche nach der Querschnittsrichtung keine allzu starken Neigungen besitzt. Ist dies aber der Fall, so kann man, wenn eine geringe Genauigkeit der Messung ausreicht, die Aufnahme mittels Setz- und Ableselatten vollziehen, bei erforderlicher höherer Genauigkeit aber Nivellierinstrumente mit Gefällschrauben, wie z. B. von Stampfer und Starke, oder Tachymeter, von denen später bei Besprechung der Flächenaufnahmen noch besonders die Rede sein wird, verwenden. Das Auftragen der Querschnitte geschieht unverzerrt, wenn dieselben zur Erdmassenberechnung dienen sollen, dagegen verzerrt, wenn man mit Zugrundelegung derselben Schichtenlinien zu bestimmen gedenkt.

Flussnivellements, Querprofile des Flusses.

Den besprochenen Längs- und Querschnitten trockener Bodenflächen entsprechen die Längs- und Querschnitte der Wasserläufe (Flussnivellements und Flussprofile[1]). Bei ersteren nimmt man die Längeneinteilung einige Meter vom Uferrande des eigentlichen Flussschlauches entfernt und, wenn tunlich, auf dem linken Ufer an, die Hauptpunkte etwa alle Kilometer, die Zwischenpunkte ebenfalls in gleichen Abständen von etwa 200 m voneinander. Man bezeichnet alle diese Punkte bei Flüssen mit verwilderten Betten durch Pfähle, bei berichtigten Flussläufen mittels Steinen und bestimmt deren gegenseitige Höhenlage unter Einbeziehung natürlicher und künstlicher Festpunkte. Die Aufnahme des Nieder-, unter Umständen auch des Mittelwassers, erfolgt alsdann in der Art, dass man den Einteilungspunkten entsprechend Pfähle in das Flussbett schlägt, die mit ihren wagrecht abgeschnittenen Köpfen 20—30 cm über den Wasserspiegel hervorragen, diese Pfahlköpfe ebenfalls mit Nivellierinstrumenten einmisst und während eines Beharrungszustandes des Flusses die Stichmasse von den Pfahlkopfflächen zu dem Wasserspiegel nimmt, und zwar der Reihe nach von oben nach unten in solchen Zeitabschnitten, wie sie durch den Gang einer Wasserwelle bedingt sind. Gleichzeitig mit dieser Messung werden auch die Pegelstände beobachtet. Auf solche Weise erhält man nur das Wasserspiegelgefälle an einem der Ufer. Wünscht man das Gefälle im Stromstriche zu erhalten, so führt man eine gleiche Messung auch am anderen Ufer aus und nimmt als Gefällverhältnis (relatives Gefäll) des Stromstriches $\varphi = \frac{a + a'}{l + l'}$, wenn $\frac{a}{l}$ und $\frac{a'}{l'}$ die Gefällverhältnisse des Spiegels an den Ufern waren. Bei höheren Wasserständen werden die Messungen in ähnlicher Weise, gewöhnlich mit Benützung von Aushilfspegeln vorgenommen.

Um den Bodendurchschnitt längs der Stromrinne, den Talweg, zu erhalten, können zuweilen einfache Peilungen im Stromstriche ausgeführt, bei

[1]) Siehe unter anderem: Handbuch der Baukunde, Abt. I, Bd. I, VII Hydrometrie, bearbeitet von Prof. W. Frauenholz. Vogler, Lehrbuch der Praktischen Geometrie, 1. Teil Höhenmessungen, S. 91, § 239.

sorgfältigerem Vorgehen aber Querschnitte in den Haupt- und Zwischenpunkten der Längenteilung senkrecht zum Stromstriche (oder zur Längeneinteilung) aufgenommen und aus ihnen die gewünschten Wassertiefen entnommen werden. Die Aufnahme der Querschnitte, die ausserdem noch zur Bestimmung der Wassermenge u. dgl. m. erforderlich wird, geschieht je nach Umständen auf verschiedene Weise, jedenfalls ist die Zeit der Aufnahme und der gerade vorhandene Pegelstand aufzuzeichnen. Bei kleineren Flussläufen lassen sich mit Vorteil bestehende oder zu dem Zweck eigens hergestellte Stege benützen, auf welchen die Breite des Wasserlaufes in gleiche Teile zerlegt und die Wassertiefen an den Teilungspunkten mit der Peilstange unmittelbar gemessen werden. In manchen Fällen, bei geringer Wassertiefe, wird es möglich sein, die Breitenteilung durch eine über den Fluss gespannte, eingeteilte Leine zu bewirken und die Wassertiefe unmittelbar mit der Peilstange zu messen oder aber in den einzelnen Teilpunkten die Nivellierlatte aufzustellen und die Sohlpunkte vom Ufer aus mit dem Instrument einzumessen. Bei grossen und tiefen Flüssen kann die Querteilung ebenfalls durch ausgespannte, entsprechend eingeteilte Seile und die Tiefenmessung von Schiffen aus mittels Peilstange und Senkblei erfolgen, aber es kann auch die Querteilung durch Anvisieren der Peilstange vom Ufer aus gewonnen werden, worüber die früher angegebenen Werke über Vermessungskunde näheren Aufschluss gewähren.

Bezüglich des Auftragens der Flussschnitte, namentlich der Längsschnitte, wählt man die Massstäbe je nach dem erstrebten Zwecke sehr verschieden, meist wird sich eine starke Verzerrung empfehlen; auch sei daran erinnert, dass neben allen in wasserbaulicher Beziehung wichtigen Angaben namentlich die verschiedenen Wasserspiegel und Pegelstände zur Zeit der Aufnahme mit Angabe dieser Zeit, der höchste beobachtete Wasserstand, die Stromrinne und die Uferlinien eingetragen werden sollen.

b) Aufnahme und Zeichnung von Bodenflächen.

Bei Aufnahme der Bodenoberfläche handelt es sich zuweilen lediglich um Feststellung von Besitzverhältnissen und dementsprechend nur um Anfertigung eines Grundrisses (Lageplans). In diesem Falle pflockt man die Parzellengrenzen ab, so dass die Verbindungslinie je zweier aufeinander folgenden Pflöcke genau genug die Parzellengrenze deckt, zeichnet mit aller Sorgfalt einen Handriss der aufzunehmenden Flur, wobei man zugleich das Vieleck festlegt, an das die Einzelmessung angeschlossen werden soll, und vollzieht die Aufnahme mit dem Theodolithen, sowie mit Abszissen- und Ordinaten-Messung; früher kam öfters der Messtisch zur Verwendung. Näheres hierüber ist aus den Lehrbüchern über Vermessungskunde zu entnehmen.

Für viele technische Zwecke genügt jedoch der Lageplan allein noch nicht, sondern es ist ausserdem die Kenntnis von der gegenseitigen **Höhenlage** der Bodenpunkte erforderlich. So kommt es schon beim erstmaligen Aufsuchen der zwischen zwei gegebenen Punkten möglichen Strassenlinien darauf an, wenigstens die Höhenlage einzelner, zerstreut liegender, auf der Karte gegebener Punkte festzustellen, wozu dann Nivellierinstrumente und besonders zweckmässig Federbarometer Anwendung finden können[1]). In der Regel aber wünscht man in dem Grundrisse auch die Oberflächengestaltung kenntlich gemacht. Dies geschieht für technische Zwecke am besten mittels **Schichten-**

[1]) Von den Lehrbüchern über Vermessungskunde abgesehen, sei hier nur auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, I. Teil, 1. Bd., 1. Kap. Vorarbeiten für Eisenbahnen und Strassen, bearbeitet von L. Oberschulte, 4. Aufl., Leipzig 1904, verwiesen.

linien (Horizontalkurven, Isohypsen), d. h. durch die Horizontalprojektion der Schnittlinien, die eine Schar wagrechter Ebenen von gleichem gegenseitigen Vertikalabstande mit der Bodenoberfläche liefern. Bei einer solchen Darstellung der letzteren treten alle Punkte gleicher Höhenlage sehr deutlich hervor und man ist imstande, die Neigungsverhältnisse des Bodens aus dem gegenseitigen Abstande der Schichtenlinien zu beurteilen.

Die Feldarbeiten, welche die erforderlichen Anhaltspunkte für die Zeichnung der Schichtenlinien gewähren sollen, bestehen in der Ausbreitung eines Netzes von Linien über die der Aufnahme unterstellte Fläche, wodurch alle wichtigeren Höhenpunkte der Bodenfläche gedeckt werden, und sodann in der Bestimmung dieses Netzes nach Grund- und Aufriss. Dasselbe wird je nach der Besonderheit des zu behandelnden Falles verschieden angenommen werden müssen, wie auch verschiedenartige Instrumente zu seiner Absteckung und Aufnahme Verwendung finden können.

1. Fall. Zuweilen wird das erwähnte Netz durch den Schnitt des projizierenden Zylinders der Achse eines Verkehrsweges mit der Bodenoberfläche und durch die zugehörigen Querschnittslinien gebildet sein, öfters aber wird statt der Strassenachse ein an ihrer Stelle vorläufig angenommener gebrochener Linienzug in Betracht kommen. Wenn es sich nämlich um die Aufsuchung einer Strassenlinie in stark durchschnittenem Gelände handelt, beziehungsweise um die Feststellung der günstigsten Lage der Achse innerhalb eines schmalen Geländestreifens, nachdem ihre Lage durch die Vorarbeiten mittels eines geradlinigen Vieleckes ungefähr bestimmt wurde, so wird man das auszubreitende Netz aus diesem Vieleck und einer passenden Anzahl senkrecht oder schief zu dessen Seiten angenommenen Querschnittslinien bilden. Das Vieleck, der „Standlinienzug", wird dann verpflockt, aufgenommen, gezeichnet und die Einzelmessung an denselben in geeigneter Weise angeknüpft. Die Aufnahme erfolgt in sehr verschiedener Weise, in vereinzelten Fällen mittels Setzlatten, öfters mit Stahlbändern, Latten und Nivellierinstrumenten, am bequemsten aber, namentlich wenn schwieriges Gelände vorliegt, mit Tachymetern [1]).

2. Fall. Ein anderer Fall ist es, wenn eine in viele Parzellen geteilte Bodenfläche, deren Lageplan (etwa in Form eines Steuerblattes) gegeben ist, der Höhe nach aufgenommen und dargestellt werden soll. Man wird dann die Grenzen der Grundstücke, Wege u. dgl. als Netzlinien betrachten, Marksteine und andere schon vorhandene Punkte festhalten und zwischen diesen noch andere, nötigenfalls durch Pfähle zu bezeichnende Punkte so annehmen, dass von jedem der-

[1]) In einer Druckschrift: F. Kreuter, Das neue Tacheometer aus dem Reichenbachschen mathematischen-mechanischen Institut von Ertel & Sohn in München, 2. Aufl., Brünn 1888 findet sich für den oben besprochenen Fall der Bodenaufnahme eine ins einzelne gehende Anleitung.

Die in neuerer Zeit immer häufiger ausgeführten Aufnahmen mit Tachymetern haben die Zweckmässigkeit dieser Instrumente deutlich gezeigt und zu einer immer weiteren Ausbildung der Tachymetrie geführt. Schon bei Umlegung der Staatsstrasse über den Kesselberg zwischen Kochel- und Walchensee in Oberbayern in den Jahren 1893—1897 wurde ein Bodenstreifen des schwierigsten, fast durchgängig bewaldeten Felsgeländes von 45 ha Inhalt mit 170 Vieleckpunkten und etwa 3000 Höhenpunkten der Bodenfläche von 2 Ingenieuren und 5 Messgehilfen bezw. Handlangern, die alle vorher noch keine Übung in dieser Art des Aufnehmens gehabt hatten, in 40 Tagen zu 8 Arbeitsstunden aufgenommen, nachdem der Standlinienzug ausgesteckt und das Festpunkt-Nivellement hergestellt worden war. Das Vermessen des Standlinienzuges ist in den obigen Zahlen mit enthalten und es ist zu bemerken, dass dieses Vermessen sehr viel Zeit erforderte, weil die von einem Standpunkte des Instruments aus zu übersehenden Vieleckpunkte meist sehr ungünstig lagen, so dass sie von den Lattenträgern nur mit grossem Zeitaufwande zu erreichen waren. Zum Vergleiche mag noch angeführt werden, dass am Schelmbichl bei Kochel in wenig schwierigem Gelände von demselben Personal 15 ha in 2 Tagen vermessen wurden.

selben zum Nachbarpfahle eine Gerade gezogen werden kann, die genau genug in die Bodenfläche zu liegen kommt. Alle diese Punkte werden fortlaufend beziffert, irgendwie eingemessen, in den Lageplan übertragen und in passender Reihenfolge, je nach der Bodengestalt, mittels Nivellierinstruments oder Tachymeters aufgenommen.

Nach Vollendung der Feldarbeiten trägt man, falls Querschnitte aufgenommen wurden, den Längsschnitt und die Querschnitte, beide verzerrt, auf, bestimmt ihre Schnittpunkte mit den angenommenen wagrechten Ebenen, überträgt die gefundenen Punkte in den Lageplan, vereinigt die zusammengehörigen Punkte vorläufig zu Vielecken und verwandelt deren Seiten schliesslich nach dem Gefühle, nötigenfalls auch nach Augenscheinnahme an Ort und Stelle, in krumme, der Bodenform sich gut anschmiegende Linien. Im zweiten Falle, der Kotierung eines gegebenen Lageplans, bestimmt man auf zeichnerischem oder rechnerischem Wege die Lage der Schichtenlinien zwischen je zwei der aufgenommenen Punkte und verfährt im übrigen wie vorstehend angegeben.

Innere (geognostische) Beschaffenheit des Erdbodens.

1. Bodenarten.

Die Kenntnis von der Art und Lagerung der Massen, aus denen sich die feste Erdrinde zusammensetzt, ist beim Trassieren und Ausführen der Strassen nicht zu entbehren; es bildet deshalb die Geognosie, die diese Kenntnis vermittelt, eine wichtige Hilfswissenschaft für den Ingenieur. Dennoch kann es nicht beabsichtigt sein, rein geognostische Angelegenheiten an dieser Stelle zu behandeln; es wird sich vielmehr empfehlen nur einige Ergänzungen vom Standpunkte des Strassenbau-Ingenieurs einzuschalten.

Vor allem ist darauf hinzuweisen, dass man die verschiedenen Teile der Erdkruste, die Bodenarten, auch nach einfachen, technischen Gesichtspunkten einzuteilen pflegt, so namentlich mit Rücksicht auf den Kraftaufwand, den das Lösen derselben aus ihren natürlichen Lagerstätten erfordert. Locker angehäufte oder durch ein Bindemittel nicht besonders stark verkittete feste Einzelkörperchen, sodann mehr gleichartige, weiche oder mässig feste Bodenarten werden zuweilen ungebundene Massen genannt, im Gegensatze zu den gebundenen Massen, die alle stärker zusammenhängenden, geschichteten oder ungeschichteten Gesteine in sich schliessen.

Jede der beiden in solcher Weise gebildeten Gruppen pflegt man sodann noch weiter in eine Anzahl Abtragsklassen zu zerlegen, welche durch die zur Lösung in der Regel gebrauchten Werkzeuge gekennzeichnet werden. Unterscheidet man, wie in Bayern vielfach üblich, in jeder Gruppe sechs Klassen, was allerdings etwas viel ist, so kann man zur 1. Klasse alle jene Bodenarten rechnen, die, wie Humus oder lockerer Sand, so lose gelagert sind, dass sie ohne weiteres mit der Schaufel abgehoben werden können; zur 2. Klasse jene Massen, die zweckmässig mit einem Spaten (Grabscheit) abgestochen werden, wie z. B. gewisse lehmige Erdarten, Torf usw.; zur 3. Klasse trocken gelagerten Lehm u. dgl., zu dessen Lösung noch eine Haue mit breiter Schneide (Breithaue) ausreicht. Die 4. Klasse würde alsdann Bodenmassen (Kies, Gemenge von Steintrümmern und lehmigem Sand u. dgl.) in sich schliessen, die schon eine Pickelhaue erfordern, ein Werkzeug von grösserem Gewicht, wie die gewöhnliche Haue, und mit Spitze statt Schneide versehen; in die 5. Klasse, mit dem Spitzpickel (Spitzhaue, Kreuzhaue) als bezeichnendes Werkzeug, könnten verwitterte Gesteine, Trümmergesteine mit und ohne lehmige Einlage-

rungen gerechnet werden, und in die 6. Klasse die den Übergang zu den gebundenen Massen bildenden Bodenarten, zu deren Lösung der Spitzpickel nicht mehr ausreichen will.

Nun folgen 6 Unterabteilungen in der Gruppe der gebundenen Abträge. Für die 7. Klasse können hauptsächlich Schlägel, d. h. schwere Hämmer, für die 8. Klasse Keil und Hebeisen und für die 9. Klasse schwere Brecheisen als bezeichnend insoferne gelten, als diese neben den schon vorher genannten Werkzeugen zum erstenmal erforderlich werden. Die drei letzten Klassen endlich würden die mit Sprengmitteln zu behandelnden Felsmassen enthalten, getrennt je nach der Weite der erforderlichen Bohrlöcher und mit Rücksicht darauf, ob die Lösung grössere Blöcke mit Hilfe von Minenkammern am Platze sein könnte. Beispiele für die sechs letzten Abtragsklassen sind im allgemeinen nicht wohl anzugeben, weil ein und dasselbe Gestein je nach seinem Vorkommen und besonderen Lagerungsverhältnissen, vielleicht auch mit Rücksicht auf die Enge des Arbeitsraumes, wodurch die Lösung erschwert wird, bald der einen, bald der anderen Klasse zugeteilt werden muss.

Schliesslich sei nochmals ausdrücklich betont, dass in manchen Fällen auch ungewöhnliche Lösungsverfahren empfehlenswert sein können, dass z. B. Sprengmittel sich zuweilen mit Vorteil auch bei leicht gebundener Masse anwenden lassen, wenn Minengänge nicht allzuschwer ausführbar sind und eine weitgehende Lockerung der Massen damit erzielt werden kann. Ein interessantes Beispiel dieser Art siehe bei Henz-Streckert[1]).

2. Untersuchung des Bodens.

Eine andere hier zu besprechende technische Angelegenheit ist die Untersuchung des Bodens auf seine geognostische Beschaffenheit, also die Feststellung der Art und Lagerung der auftretenden Bodenschichten, der Wasserverhältnisse im Innern u. dgl. m. Hierbei wird man vor allem unter Zuhilfenahme geognostischer Karten die Formation der betreffenden Gegend ins Auge fassen, sodann solche Stellen der Erdoberfläche aufsuchen, die einen Einblick ins Innere gestatten, z. B. auf natürlichem Wege entstandene Uferwände und Talhänge, sodann die mancherlei durch Menschenhand künstlich hergestellten Einschnitte an Verkehrswegen, in Steinbrüchen, Baugruben u. dgl. An solchen Stellen kann nicht nur die Art und Mächtigkeit der auftretenden Schichten, sondern auch ihr Streichen, nämlich der Winkel, den eine in der Schichtenbegrenzungsebene gezogene wagrechte Gerade mit dem magnetischen Meridian bildet, und ihr Fallen, der Winkel, den eine in der Schichtebene senkrecht zur Streichrichtung gezogene gerade Linie mit dem Horizont einschliesst, bestimmt werden. Sind derartige Enthlössungen des Erdinnern nicht zur Benützung, oder können die vorhandenen keinen genügenden Aufschluss gewähren, so geht man zu besonderen Untersuchungen über, indem man Gruben, Schlitze, Schächte, Stollen oder Bohrungen ausführt.

Probegruben.

Probegruben können, wenn ihre Herstellung nicht zu teuer kommen soll, gewöhnlich nur in mässiger Grösse und auf geringe Tiefen ausgeführt werden, wenn es sich also überhaupt nur um die Untersuchung höher gelegener Schichten handelt, oder wenn es gestattet ist, aus deren Beschaffenheit Schlüsse auf die Zustände in der Tiefe zu ziehen. Man gibt ihnen eine rechteckige oder kreisrunde Grundfläche von etwa 1—3 qm Grösse, wählt die Böschungen so steil als es die betreffenden Bodenarten gestatten und erreicht hierbei, wenn

1) Henz-Streckert, Praktische Anleitung zum Erdbau, 3. Aufl., Berlin 1874, S. 113.

man Ausbolzungen ganz zu vermeiden sucht, im allgemeinen Tiefen bis zu 3 m. Bei grösserer Tiefe und wenn die zu durchsetzenden Schichten wenig standfest sind, können Ausschalungen nicht entbehrt werden, die man dann tunlich einfach anordnen wird. Ein besonderes, hierher gehöriges Verfahren ist bei den Vorarbeiten für die Unter-Westerwaldbahn an der Lahn in tonigem Boden zur Ausführung gekommen [1]). Es wurden kreisrunde Gruben von 1,0 m Durchmesser lotrecht abgetäuft und in der Art ausgebaut, dass man Reifen aus rundem Buchenholz von 3 cm Stärke einsetzte, bei geringem Seitendruck in Abständen von 0,3—0,1 m, bei starkem Druck dicht aneinander liegend. Um bei Wasserzudrang das Ausspülen des Bodens zu verhüten, wurden die Reifen mit Stroh umwickelt und mit Tannenzweigen hinterlegt.

Versuchs-schlitze.

Ähnliches wie für Probegruben gilt von den an zweiter Stelle genannten Versuchsschlitzen, wie sie zur Feststellung der Art von Abtragsmassen und der Wasserverhältnisse in An- und Einschnitten zur Ausführung kommen. Bei einer Breite des Schlitzes von ungefähr 1 m wird seine Länge und Tiefe je nach der Bodenbeschaffenheit verschieden sein können, sich jedoch immer in mässigen Grenzen bewegen müssen, wenn die Schlitze nicht etwa ausser zur Bodenuntersuchung gleichzeitig auch zur Bodenentwässerung dienen, in welchem Falle ein höherer Kostenaufwand gerechtfertigt erscheinen würde.

Schächte u. Stollen.

Zur Erzielung sehr gründlicher Aufschlüsse auf grössere Tiefen hin würde sich die Anlage bergmännisch hergestellter Schächte und Stollen empfehlen. Bei der grossen Kostspieligkeit derselben eignen sie sich jedoch nur bei bedeutenden Unternehmungen, wie sie im Strassenbau kaum vorkommen werden, und überhaupt nur dort, wo sie gleichzeitig als Glieder eines erforderlichen Entwässerungsnetzes dienen können.

Bohrungen.

Häufiger als Stollen und Schächte kommen zur Feststellung der Beschaffenheit des tiefgelegenen Untergrundes Bohrungen zur Anwendung, die allerdings nicht immer ganz sicheren Aufschluss zu gewähren imstande sind.

Dieselben werden unter Benützung von Bohrern mit steifem Gestänge auf zweierlei Weise durchgeführt, je nachdem weiche, lockere und leicht gebundene, oder aber feste Gesteins-Schichten durchsetzt werden sollen. Im ersten Falle stellt man die Bohrlöcher durch Drehen des Bohrers her, wobei dieser ähnlich wie das zum Holzbohren verwendete Werkzeug arbeitet und Teile der durchsetzten Erdschichten an die Oberfläche befördert; im anderen Falle zerstösst man die festen Gesteinsmassen durch Aufziehen und Fallenlassen des Bohrers und schafft das zermalmte Material in grösseren oder kleineren Stücken entweder in trockenem Zustande als Bohrmehl, gewöhnlich aber durch natürliches oder absichtlich zugegebenes Wasser in Bohrschlamm verwandelt, zutage. In beiden Fällen wird der Bohrer an einem Bohrgerüst aufgehängt und, wenigstens für die hier in Rede stehenden Zwecke, durch Menschenkraft bewegt, wobei das Drehen des Bohrers mittels eingesteckter Hebelarme oder anderer ähnlicher Vorkehrungen, das Heben des Stossbohrers aber mit Hilfe eines Seiles bewirkt wird, das, wie bei einem Schlagwerk, über eine Rolle geführt ist und in einer Anzahl Zugstränge endigt. Zuweilen wird eine Winde zu Hilfe genommen.

Eine besondere Einrichtung zeigen die sogenannten Freifallbohrer, die zur Herstellung sehr tiefer Bohrlöcher Verwendung finden und deshalb hier ausser Betracht bleiben können. Erwähnt sei nur, dass man bei ihnen nicht den ganzen Bohrer, sondern immer nur einen unteren Teil desselben mittels einer besonderen Auslösevorrichtung zum Absturz bringt, wodurch der Vorteil

---

[1]) Sigle, Schutzmittel gegen Rutschungen auf der Unter-Westerwaldbahn, Zentralbl. d. Bauv. 1887, S. 106.

erzielt wird, dass der Bohrer in seiner grösseren Länge wesentlich geringere Stärken erhalten kann, als ausserdem.

An einem gewöhnlichen Bohrer unterscheidet man drei Teile, das eigentliche Bohr- oder Unterstück, den Schaft (das Gestänge), der sich je nach der Bohrlochtiefe aus einer kleineren oder grösseren Anzahl von Teilen zusammensetzt, und das Kopf- oder Oberstück, dessen Form mit Rücksicht auf seine Verbindung mit dem Bohrgerüst und auf die Art des Angriffes der bewegenden Kräfte gewählt wird.

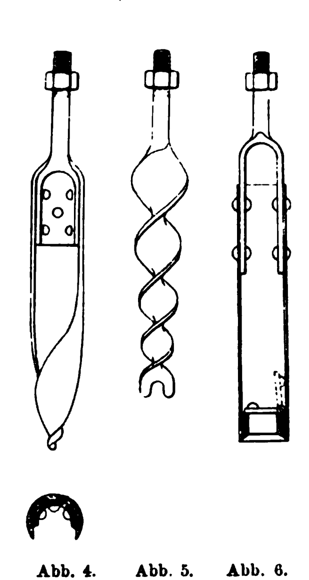


Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

Das Unterstück ist dem Bedürfnisse entsprechend verschiedenartig gestaltet. Zum Durchbohren weicher, lockerer und mässig fester Schichten erhält es eine an den Holzbohrer erinnernde Form, beispielsweise wie in Abb. 4, und wird dann Schneid- oder Schneckenbohrer (auch Schappe) genannt[1]). Zu seiner Unterstützung dient ein anderes Unterstück, der Spiralbohrer (Abb. 5), mittels welchem eine Auflockerung der Massen bewirkt wird, wenn jener nicht mehr genügend angreifen will. Zweckmässiger als der Schneidbohrer erweist sich in manchen Fällen der Trichterbohrer, ein kegelförmiges Gefäss, das gelockerte Massen aufnimmt, während es mittels einer an seiner Aussenfläche angebrachten Schraubenfläche eingebohrt wird. Beim Durchsetzen schlammiger oder feinsandiger Massen endlich, zu deren Aufholen der Schneidbohrer ungeeignet sein würde, dient der Schöpf- oder Ventilbohrer (Abb. 6), ein nach unten durch ein Klappen- oder Kugelventil verschliessbarer Blechzylinder, in den die Massen beim Senken des Bohrers eindringen, während des Hebens aber verbleiben, indem sich unter ihrem Gewicht das Ventil schliesst. Der Bohrlochdurchmesser wird bei den bis jetzt genannten Unterstücken ungefähr 10 cm betragen.

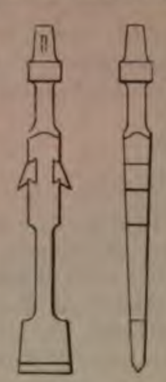
Eine wesentlich andere, nämlich die Meisselform erhält das Bohrstück, wenn mit Hilfe desselben in festem Gestein Löcher von kreisrundem Querschnitte durch Stosswirkung hergestellt werden sollen. Man gibt ihm dann gewöhnlich nach Abb. 7 eine einfache, gerade Schneide, deren Winkel mit der Härte des Gesteins wachsend genommen wird. Wenn nach Abnützung der Meisselecken der Querschnitt der Bohrlöcher unrund ausfällt, müssen diese nachgearbeitet werden; hierzu dient der Glockenbohrer, ein Bohrstück von glockenähnlicher Gestalt, das drehend und stossend gehandhabt wird, wobei sein scharfer, kreisförmiger Rand die Nacharbeit bewirkt. Statt dessen wendet man auch sogenannte Meissel mit Ohrenschneiden an, d. h. mit besonderen Schneiden, die senkrecht zur Hauptschneide gerichtet, nach der Bohrlochwand gekrümmt und entweder in gleicher Höhe mit der Hauptschneide oder nach Abb. 8 höher wie diese angebracht sind.

Abb. 7.

Der Schaft des Bohrers, der sich vom Bohrgerüst aus durch das Bohrloch erstrecken muss und an seinem unteren Ende das vorstehend besprochene Unterstück trägt, wächst mit dem Fortgange der Arbeit nach der Länge. Man

[1]) Übrigens wird öfters mit dem gleichen Namen an verschiedenen Orten Verschiedenes bezeichnet.

setzt ihn deshalb aus einzelnen Stücken zusammen, die mit Rücksicht auf leichte Hantierung und um dem Bohrgerüst eine passende Höhe geben zu können, eine Länge von 3—4 m erhalten. Nur am oberen Ende kommen zeitweilig, bis wieder ein gewöhnliches Stück von 3—4 m Länge eingeschaltet werden kann, kürzere und verschieden lange, sogenannte Wechselstücke zur Verwendung. Der Querschnitt des Schaftes wird kreisrund oder quadratisch genommen und erhält bei den mässigen, für Strassenbauzwecke gewöhnlich erforderlichen Bohrlochtiefen eine Stärke bis zu 30 mm. Würde der Bohrer nur stossend und nicht auch drehend verwendet, so würde auch ein geringeres Mass für die Schaftstärke genügen.


Abb. 8.

Oben endigt der Schaft in das Ober- oder Kopfstück, an dem das Seil und die zum Drehen erforderlichen Hebel angebracht werden. Die Verbindung der Schaftstücke untereinander und mit dem Unter- und Oberstück geschieht seltener durch Verkeilung, gewöhnlich durch Verschraubung, wobei allerdings das Losgehen der Verbindung beim Rückwärtsdrehen des Bohrers durch Muffen oder auf eine andere passende Weise verhütet werden muss.

Das Kopfstück hängt vermittels einer Rolle am Bohrgerüst, das sich in einfachster Form aus drei, oben durch eine Eisenstange verbundenen Holzsäulen zusammensetzt, deren Höhe in Beziehung zur Schaftstücklänge steht und von denen eine zum Verlängern und Verkürzen eingerichtet sein kann, um das Gerüst an Abhängen bequem aufstellen zu können. Eine der Säulen ist ausserdem mit Sprossen versehen und dient als Leiter. Je nach der Höhe des Gerüstes werden Zwischenböden angebracht, die zugleich zur Führung des Gestänges dienen. Zuweilen erhält das Gerüst zum Schutze gegen die Witterung eine Verschalung. Zum Heben des Bohrers dient, wie schon bemerkt, ein über die Rolle gelegtes Seil, an dem die Zugstränge der Arbeiter entweder unmittelbar oder vermittels eines eingeschalteten ungleicharmigen Hebels angebracht sind; zum Drehen des Bohrers werden Hebel (Krücken) verwendet, die quadratischen Querschnitt haben und so eingerichtet sind, dass sie an beliebigen Stellen des Gestänges angebracht werden können.

Ausser den bis jetzt erwähnten Teilen gehört zu einer vollständigen Bohreinrichtung noch manches andere, so insbesondere der sogenannte Bohrlöffel, ein mit dem Schöpfbohrer nahezu übereinstimmendes Unterstück zum Herausnehmen des Bohrmehls oder -Schlammes aus den Löchern, sodann die Ausfütterungsröhren aus Blech, die jedenfalls auf einige Meter Tiefe von der Bodenfläche ab, unter Umständen aber, bei durchweichten und lockeren Bodenschichten, auf die ganze Bohrlochtiefe erforderlich werden. Man verwendet dieselben in zylindrischen oder schwach kegelförmigen Stücken von ungefähr 2 m Länge, die eins an das andere angenietet oder angeschraubt werden. Der so gebildete Rohrstrang lässt sich, dem Arbeitsfortgange entsprechend, senken, indem man das unterste Rohrstück mit einem verstählten, scharfen Rande versieht und das obere Ende desselben belastet oder schwach rammt. Der Durchmesser der Futterröhren wird um einige Zentimeter grösser genommen als der Durchmesser der Bohrstücke.

Endlich sind als besondere Teile der Bohreinrichtung noch verschiedene Werkzeuge zu nennen, die zum Einbringen und Herausholen der Futterröhren dienen, Leitkörbe, die dem Bohrschafte Führung in den langen Bohrlöchern gewähren sollen, Fangkörbe oberhalb des Bohrstückes, die nachrollende Erdmassen aufzunehmen haben, endlich eine ganze Reihe von Hilfswerkzeugen von

verschiedener Form, die zum Aufholen abgebrochener oder losgegangener Teile des Bohrers dienen, wie z. B. der Krätzer, der Glückshaken, die Fangschere und andere mehr.

Näheres über die Bohreinrichtung, namentlich noch andere übliche Bohrstücke, sowie über den Vorgang beim Bohren, die Art der Aufschreibung der Bohrergebnisse und die Untersuchung der Bohrproben mag in den besonderen Veröffentlichungen über diesen Gegenstand nachgelesen werden[1]).

3. Reibung und Kohäsion der Erdarten.

Wie schon bemerkt worden, pflegt man nach technischen Gesichtspunkten ungebundene und gebundene Bodenarten zu unterscheiden und zu ersteren jene zu rechnen, die nur vermöge der Reibung ihrer Teile aneinander, oder gleichzeitig noch durch eine mässige Kohäsion zwischen diesen Teilen zusammenhalten, während zu den gebundenen Massen alle übrigen zählen, deren Kohäsion beträchtlich ist, so dass sie insbesondere keinen Seitendruck ausüben. Die ungebundenen Bodenarten werden öfters auch Erdarten genannt. Die Reibung im Innern der Erdarten, d. h. der Widerstand, den die einzelnen Teilchen infolge der Beschaffenheit ihrer Oberfläche einer Kraft entgegensetzen, die sie übereinander hin zu verschieben sucht, kann erfahrungsgemäss unabhängig von der Grösse der in Berührung stehenden Flächen, dagegen im geraden Verhältnis zu der senkrecht zu diesen Flächen gerichteten Pressung stehend angenommen werden[2]).

Die Reibung R ergibt sich hiernach mit der senkrechten Pressung N aus der Gleichung

$$R = \mu . N \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$

wenn μ den Reibungskoeffizienten bedeutet, der von der Beschaffenheit der in Berührung stehenden Flächen abhängig ist und durch Versuche bestimmt werden muss.

Stellt man mit einer kohäsionslosen Bodenart, deren Teilchen nur durch Reibung im Zusammenhange stehen, auf wagrechtem Boden eine möglichst steil gehaltene Anschüttung her, so bildet dieselbe ringsum die sogenannte natürliche Böschung, deren Neigungswinel gegen die Horizontale der Reibungswinkel (φ) heisst. Ein Erdteilchen auf dieser Böschung wird in seiner Lage

---

[1]) Eingehende Bemerkungen über das Bohrverfahren und manche praktische Winke finden sich in Wagner, Die Beziehungen der Geologie zu den Ingenieur-Wissenschaften, Wien 1884.

Über eine Bohreinrichtung von Tecklenburg für mässige Tiefen, die Bohrlöcher von 22 und 33 mm Weite herstellt und sich durch geringes Gewicht und leichte Handhabung auszeichnet, findet sich eine Abhandlung von Gerhardt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, Nr. 38, S. 421.

Eine kurze Behandlung hat die Untersuchung des Bodens mittels Bohrern auch im Handbuch der Baukunde, Abt. III, 1. Heft Der Grundbau von Brennecke, Berlin 1887 gefunden.

Eine sehr eingehende Behandlung der Bohrtechnik, allerdings mit besonderer Rücksicht auf Tiefbohrung, d. h. auf Herstellung von sehr tiefen Bohrlöchern, bis über 1000 m ist in Werken bergbaulicher Richtung zu suchen, so z. B. A. Fauck, Anleitung zum Gebrauche des Erdbohrers, Leipzig 1877. A. Fauck, Fortschritte in der Erdbohrtechnik (eine Ergänzung zu dem vorgenannten Werke, Leipzig 1885. Tecklenburg, Handbuch der Tiefbohrkunde, ein mehrbändiges Werk, Leipzig.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4 Bd. Die Baumaschinen, Kap VII: Apparate und Maschinen zur Herstellung von Tiefbohrlöchern, bearbeitet von G. Köhler. Im letzteren sind viele Literaturnachweise zu finden.

[2]) Siehe u. a. Brix, Über die Reibung und den Widerstand der Fuhrwerke auf Strassen, Berlin 1850

nur vermöge seiner Reibung an den darunter liegenden Teilchen verbleiben, es wird also die Kraft, mit der sich dasselbe auf der schiefen Ebene abwärts zu bewegen sucht, durch den Reibungswiderstand gerade aufgehoben und es findet demnach zwischen dem Reibungskoeffizienten μ und dem Reibungswinkel φ die Beziehung

$$\mu = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{cotg} \tau \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2$$

statt, wenn τ die Ergänzung des Winkels φ zu einem Rechten bedeutet.

Die Kohäsion der Erdarten, eine Art Scherwiderstand, steht im geraden Verhältnisse zur Grösse der Fläche, nach der die Trennung der Masse erfolgt, oder wenigstens angestrebt wird, und sie ist unabhängig von der gegen diese Fläche wirkenden Pressung. Ihr Wert C berechnet sich nach der Formel

$$C = \gamma . F \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3$$

worin F den Inhalt der in Betracht kommenden Ebene und γ eine Erfahrungszahl, d. h. die auf die Flächeneinheit bezogene Kohäsionsgrösse bedeutet. Im allgemeinen wird es sich empfehlen, für jede Erdart, die bei Herstellung grösserer Erdbauwerke in Betracht kommt, neben ihrem Gewicht, das sich ohne Schwierigkeit durch Wiegen einer abgemessenen Menge Erde ergibt, auch die zu erwartende Reibungs- und Kohäsionsgrösse besonders festzustellen.

Zur Bestimmung der Reibung können hauptsächlich zwei Wege eingeschlagen werden, indem man entweder darauf ausgeht, den Reibungswinkel φ unmittelbar zu bestimmen oder ihn aus der ermittelten Verhältniszahl μ nach der Gleichung $\operatorname{tg} \varphi = \mu$ abzuleiten.

a) Unmittelbare Bestimmung des Reibungswinkels.

Herstellung der natürlichen Böschung.

Am einfachsten ist es, in Verfolgung des ersten Weges, die natürliche Böschung durch möglichst lockere Anhäufung der zu untersuchenden Erde darzustellen und ihre Neigung gegen die Wagrechte oder das Lot zu messen.

Es ist dies wohl das gebräuchlichste Verfahren, welches schon von Coulomb in Vorschlag gebracht worden ist. Auch Woltmann[1]) sagt nach Besprechung des Zusammenhanges $\mu = \operatorname{tg} \varphi$ wörtlich:

„Hieraus ergibt sich eine sehr leichte Methode, die Friktion einer Erdmasse in Erfahrung zu bringen. Man formiere einen Haufen so steil als möglich, messe seine Höhe A E und einen Halbmesser seiner Basis C E und bilde $\operatorname{tg}\beta = \frac{AE}{CE}$, wonach man β in den trigonometrischen Tafeln finden kann.“

Von anderen, die sich mit der Bestimmung der Reibung in solcher Weise beschäftigten, mag noch Martony de Köszegh[2]) angeführt werden. Nach seiner Beschreibung wurde die bewegliche Seitenwand eines grossen Versuchskastens, den er zur Untersuchung des Seitendrucks der Erde benützte, niedergelassen, hierauf die Erde in denselben lagenweise eingestreut und so eine nach vorn abgeböschte Schüttung von der Höhe des Kastens gebildet. Zuletzt wurde eine kleine Menge Erde am Rande der Anschüttung aufgebracht und langsam nach vorwärts abgestrichen, so dass sie über die gebildete Böschung heruntergleiten musste. Sobald sich die Erdteilchen nicht mehr auf der Oberfläche erhalten konnten, sondern bis zum Fusse der Böschung herabrutschten, wurde der Neigungswinkel dieser gegen das Lot bestimmt.

An dem beschriebenen Verfahren kann getadelt werden, dass bei Anschüttung der Erde in einem verhältnismässig engen Kasten die Reibung derselben an den Seitenwänden zu einer Fehlerquelle werden muss. Auf einen

---

[1]) Woltmann, Beiträge zur hydraulischen Architektur, Bd. 2, Göttingen 1792; Bd. 3, ebenda 1794.

[2]) Martony de Köszegh, Versuche über den Seitendruck der Erde, Wien 1828.

andern Umstand hat sodann Hagen[1]) hingewiesen. Indem er mit schwarzem Streusand wie M. d. K. verfuhr, denselben in einem Kasten aufschüttete, dessen eine Seitenwand fehlte, und dann langsam kleine Sandmassen über die gebildete Böschung rollen liess, wies er nach, dass man diese hierdurch merklich steiler machen könne, weil die Körner auf ihrem Wege über die Böschung immer noch kleine Unebenheiten vorfänden, in die sie gerade hineinpassten, so dass sie nun keineswegs allein durch die Reibung im Gleichgewichte wären.

Mit kohäsionslosen Erden oder solchen Massen, die erst bei stärkerer Zusammensetzung einen höheren Betrag von Kohäsion erlangen, wird man unter Anwendung des beschriebenen Verfahrens immerhin ein befriedigendes Ergebnis erlangen können.

Martony's Verfahren.

Auf andere Weise ging M. d. K. vor, ebenfalls in der Absicht, den Reibungswinkel unmittelbar zu finden, indem er sich der in Abb. 9 dargestellten einfachen Vorrichtung bediente. Auf einer um eine wagrechte Achse drehbaren Platte eines Tisches, die in verschiedener Neigung eingestellt werden konnte, war ein niedriger, viereckiger Rahmen oder Kasten befestigt, auf den ein zweiter oben und unten offener Kasten von gleicher Breite, aber von geringerer Länge aufgesetzt werden konnte. Die Wände der Rahmen waren abgerundet, so dass sich dieselben nur in geraden Linien berührten. Nachdem die Kästen mit Erde gefüllt und aufeinander gesetzt worden

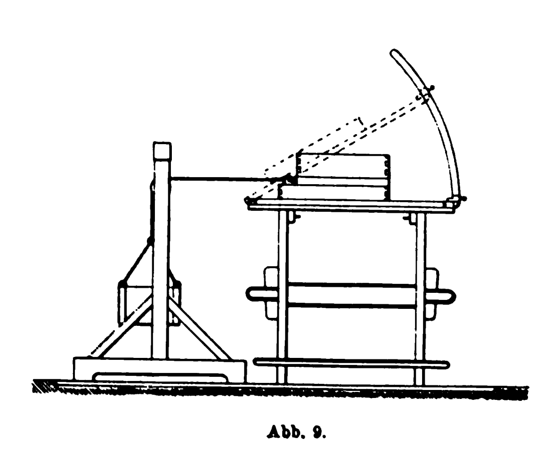


Abb. 9.

waren, erhob man die Tischplatte langsam und stetig, bis der obere Kasten auf dem unteren, oder besser gesagt, das auf der schiefen Erdfläche ruhende Erdprisma längs dieser zu gleiten begann. Hierauf wurde die Platte festgestellt und ihr Neigungswinkel, gleich dem gewünschten Reibungswinkel, am Gradbogen abgelesen.

Ein Nachteil dieses im ganzen sehr einfachen Verfahrens lag in dem Umstande, dass die gültige Neigung der Tischplatte wegen der immer ruckweise eintretenden Bewegung des oberen Rahmens nicht sicher genug erkannt werden konnte und dass sich die Reibung der Wände aufeinander trotz ihrer Abrundung nicht vollständig beseitigen liess, auch ist darauf hinzuweisen, dass ein zufriedenstellendes Ergebnis nur mit eingestampfter Erde erzielt werden konnte, weil sich die lockere Erde vor dem beweglichen Rahmen zusammenschob und dessen Bewegung behinderte.

b) Mittelbare Bestimmung des Reibungswinkels.

Denselben Tisch in etwas anderer Weise benützte Martony de Köszegh auch zur mittelbaren Bestimmung des Reibungswinkels. Die Tischplatte mit dem darauf befestigten Rahmen lag dabei wagrecht und an dem kleineren, aufgesetzten Rahmen wurde ein Band befestigt, das über eine Rolle lief und an seinem, nach abwärts geführten Ende eine Wagschale trug. Beide Rahmen

[1]) Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 2. Teil 2. Bd. Königsberg 1844.

wurden mit der zu prüfenden Erde gefüllt, aufeinander gesetzt und dann das Gewicht bestimmt, das den oberen Rahmen auf dem unteren in Bewegung setzte. Der Wert des Bruches, dessen Zähler das erwähnte Gewicht und dessen Nenner das Gewicht des oberen, gefüllten Rahmens war, entsprach der gewünschten Verhältniszahl μ. Auch für dieses Verfahren gilt das früher über störende Reibungswiderstände und die erforderliche Verdichtung der Erdmasse Gesagte.

Einer in mehrfacher Beziehung verbesserten Vorrichtung bediente sich später Hagen[1], indem er die Reibung der Holzwände aneinander dadurch beseitigte, dass er den oberen Rahmen auf Walzen setzte und den Einfluss der seitlichen Reibung der Erde an den Rahmenwänden wenigstens verminderte durch Annahme einer geringen Höhe für den beweglichen Teil und dadurch, dass er die in demselben enthaltene Erde durch aufgelegte Gewichte künstlich belastete.

Im ganzen ist die Zahl der Versuche über Reibung der Bodenarten keine sehr grosse; in noch höherem Masse aber gilt dies von ihrer Kohäsion.

c) Unmittelbare Bestimmung der Kohäsionsgrösse.

Abscherung eines Erdprismas.

Unmittelbare Bestimmungen hat Martony de Köszegh vorgenommen, und zwar ebenfalls mit seinem oben beschriebenen Tischapparate. Er erhob zuerst das Gewicht, das ein durch die beiden Kästen hindurchreichendes Erdprisma abscherte und dabei die vereinigte Reibung und Kohäsion überwand, sodann das Gewicht, das beim Verschieben der abgescherten Teile übereinander hin dem Reibungswiderstande allein entsprach. Der Unterschied der beiden Gewichte ergab die Kohäsionsgrösse, auf den Querschnitt des abgescherten Prismas bezogen, und zwar mit ziemlicher Genauigkeit, nachdem nun auch die Reibung der Kastenwände aneinander aus dem Endergebnisse weggefallen war.

d) Mittelbare Bestimmung der Kohäsionsgrösse.

Bestimmung der Kohäsionshöhe. 1. Verfahren.

Das beschriebene Verfahren ist zur Untersuchung gedichteter Erden wohl geeignet. Für lockere Massen empfiehlt sich die Berechnung der Kohäsionsgrösse aus erhobenen Kohäsionshöhen, indem man die steilste Böschung feststellt, bei der sich eine Erdanhäufung von gegebener Höhe vermöge des Zusammenwirkens von Reibung und Kohäsion noch standhaft erhält und aus der Gleichung für die Kohäsionshöhe[2])

$$h_\varepsilon = \frac{2\gamma}{g} \cdot \frac{\sin\tau \cdot \cos\varepsilon}{\sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2}}$$

die Grösse γ entnimmt, nachdem τ für sich bestimmt worden. Martony beschreibt sein Vorgehen im einzelnen auf S. 122 seines Werkes folgendermassen:

„Hierauf wurde die Kohäsion in der Anschüttung selbst durch das Abstechen nach einer Böschung erhoben, welche als die steilste angesehen werden konnte. Nachdem man die Erde auf 10′ Höhe[3]) dergestalt mit Vorsicht abgestochen hatte, dass die Anlage der Böschung nur 3′ betrug, erhielt sich die Anschüttung noch standhaft; als man aber diese Anlage noch um 3″ zu vermindern suchte, stürzte sie ein, ehe noch das Abstechen vollendet war. Man hatte bei dieser Erhebung die Vorsicht gebraucht, die Anlage immer nur um 3″ auf einmal zu verringern, indem man von der Böschung ausging, unter welcher die Erde nach erfolgter Wirkung stehen geblieben war."

Hiergegen lässt sich einwenden, dass es nicht zweckmässig ist, die Höhe von vornherein anzunehmen und die zugehörige Böschungsanlage durch wieder-

[1]) Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 2. Teil, 1. Bd., Königsberg 1844.

[2]) Siehe „Gleichgewicht der Erdmassen" unter IV, A a.

[3]) Martony benützte seinen grossen Kasten auch für die hier in Rede stehenden Versuche.

holtes Abarbeiten festzustellen, weil hierbei ein unverhältnismässig grosser Zeitaufwand erforderlich ist und das Ergebnis nicht mit genügender Sicherheit gewonnen werden kann. M. d. K. nimmt z. B. eine Abstichsrichtung als die gültige an, weil die Erde sich bei einer anderen, deren Grundriss um 3″ kleiner war, nicht mehr standfest erhalten konnte. Möglicherweise aber wäre die Erdmasse noch nicht eingestürzt, wenn ihr Grundriss zuletzt statt um 3″ nur um 2″ verringert worden wäre. Richtiger möchte es daher sein, für beliebig gewählte Abstichsrichtungen die zugehörigen Höhen bei einmaliger Bearbeitung festzustellen.

Wie spärlich die Versuchsergebnisse über Erdkohäsion vorliegen, mag noch aus folgenden Aussprüchen entnommen werden. Persy[1]) macht die Bemerkung:

Man hat keine genauen Beobachtungen hierüber. Alles, was man weiss, ist, dass unter den Erden, welche sich zusammengesetzt oder eine starke Zusammendrückung erfahren haben, die Gartenerde und die sehr tonigen Erden bis auf eine Höhe von 1—2 m und 3—4 m, oder noch tiefer lotrecht abgestochen werden können, ohne dass sie einstürzen.

In gleicher Weise spricht sich Navier[2]) im Jahre 1833 aus:

Die meisten Erdarten, ja selbst der Sand, erlangen einen ziemlichen Zusammenhang, wenn die Teile lange in Berührung miteinander bleiben und stark zusammengepresst werden. In diesem Zustande kann man Lehm bis auf 1—2 m und sehr tonhaltige Erden bis auf 3—4 m und darüber lotrecht abgraben, ohne dass ein Herabfallen eintritt. Man kennt hierüber keine genaueren Beobachtungen.

Bestimmung der Kohäsionshöhe. 2. Verfahren.

Ein zweites Verfahren zur mittelbaren Bestimmung der Kohäsion, das zuerst von Sazilly[3]) angedeutet und später von Rebhann[4]) empfohlen wurde, geht darauf hinaus, Kohäsionsgrösse und Reibungswinkel gleichzeitig aus der Gleichung für die Kohäsionshöhe zu entnehmen, nachdem mindestens zwei Werte der Kohäsionshöhe für verschiedene Böschungsneigungen samt dem Gewichte der Erde erhoben wurden. Sind nämlich ε_1 und ε_2 die beiden angenommenen Böschungswinkel und h_1 und h_2 die ihnen zugehörigen und durch Beobachtung festgestellten Kohäsionshöhen, so ist τ und γ aus den beiden Gleichungen

$$h_1 = \frac{2\gamma}{g} \cdot \frac{\sin\tau . \cos\varepsilon_1}{\sin^2\frac{\tau - \varepsilon_1}{2}}$$

$$h_2 = \frac{2\gamma}{g} \cdot \frac{\sin\tau . \cos\varepsilon_2}{\sin^2\frac{\tau - \varepsilon_2}{2}}$$

unzweideutig bestimmt, sobald auch das Eigengewicht g bekannt ist. Um genügend zuverlässige Ergebnisse zu erzielen, wird man sich nicht mit zwei Beobachtungen begnügen, sondern eine grössere Anzahl solcher ausführen und einen Mittelwert aus den gefundenen Grössen bilden[5]).

Als Durchschnittswerte für Gewicht, Reibungswinkel und Kohäsionszahl mögen die folgenden festgehalten werden.

1) Persy, Cours de stabilité des constructions, Metz 1831.

2) Navier, Résumé des leçons donnees à l'école des ponts et chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines. I. Part., leçons sur la résistance des matériaux etc., Paris 1833. Deutsch von Westphal unter der Aufschrift: Mechanik d. Baukunst von Navier, Hannover 1851.

3) M. de Sazilly, Sur les conditions d'équilibre des massifs de terre etc., Ann. d. p. et ch., Mém. 1851, 1. Sem., p. 1; auch Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1852, S. 25.

4) Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern, Wien 1871, S. 72.

5) Loewe, Alte und neue Versuche uber Reibung und Kohäsion von Erdarten, München, 1872.

	Gewicht g eines Kubikmeters
Dammerde (Humus), locker, trocken oder natürlich feucht	1400 kg
desgl. angestampft, trocken oder natürlich feucht	1700 „
desgl. locker, von Wasser durchdrungen	1800 „
Lehmige Erde, nicht gedichtet, trocken oder natürlich feucht	1500 „
desgl. gedichtet, „ „ „ „	1700 „
desgl. von Wasser durchdrungen	1900 „
Sand, Kies, Schotter	1500—2000 „

Sind die Zwischenräume von Sand, Kies u. dgl. mit Wasser erfüllt, so ist dessen Gewicht dem angegebenen zuzusetzen.

	Reibungswinkel φ	τ
Dammerde, locker od. gedichtet, dabei trocken od. natürl. feucht	40°	50°
Lehmige Erde, „ „ „ „ „ „ „ „	40°	50°
Sandiger feiner Kies, trocken oder natürlich feucht	37°	53°
Schotter, mit eckigen oder rundlichen Teilen	35—40°	55—50°
Sand, sehr fein, trocken oder natürlich feucht	32°	58°

Über den Einfluss des Wassergehaltes auf den Wert des Reibungswinkels weiss man nur wenig; gewöhnlich nimmt man an, dass diese durch natürliche Feuchtigkeit nicht wesentlich geändert werde, dagegen durch starke Nässung, wenigstens bei lehmigen und ihnen ähnlichen Bodenarten eine merkliche Verkleinerung erfahre.

	Kohäsion (γ) für 1 qm
Dammerde, gedichtet, trocken	540 kg
desgl. „ natürlich feucht	560 „
Lehmige Erde, „ trocken	520 „
desgl. „ natürlich feucht	930 „
Kiesiger Lehm, „ „ „	860 „

Wasserzudrang bringt fast immer eine Verminderung der Kohäsion zustande, auch ist dieselbe bei frisch aufgeschütteten Massen geringer als nach erfolgtem Setzen derselben und auch kleiner als in natürlich gelagerten Einschnittsmassen.

II. Fuhrwerkskunde.

Strassenfuhrwerke.

1. Schlitten und Räderfuhrwerke. Teile der letzteren.

Durch Verwendung der Fuhrwerke zur Beförderung von Lasten erzielt man den Vorteil, dass letztere in allen wagrechten Strassenstrecken vollständig, und in den geneigten Strecken zum grösseren Teile von der Strasse getragen, durch die aufgewendete Zugkraft aber in der Hauptsache nur Bewegungswiderstände überwunden werden, deren Grösse einem Bruchteile der Last gleichkommt. Die Beförderung erfolgt um so leichter und die dabei bewirkte Abnützung der Strassenoberfläche ergibt sich um so kleiner, je geringer die Widerstände der Bewegung sind, je besser also die Strasse und je zweckmässiger der Bau der Fuhrwerke ist. Eine gründliche Behandlung der letzteren findet sich in den Werken über allgemeine Maschinenlehre [1]); im folgenden soll so weit davon die Rede sein, als es für die übrigen in diesem Buche anzustellenden Betrachtungen erforderlich ist.

Zur Fortbewegung von Lasten über Schnee- und Eisbahnen, auf denen die Räder gewöhnlicher Fahrzeuge den zu ihrer Drehung erforderlichen Widerstand am Radumfange nicht finden, dann auf sehr holperigem oder weichem Boden, wo die Radfuhrwerke entweder der Unebenheiten wegen nicht zum Rollen kommen können, oder in die allzu nachgiebige Unterlage einsinken würden, auf Bahnen, deren Steilheit einen sicheren Wagenverkehr ausschliesst und für den Fall, dass ungewöhnlich grosse Lasten befördert werden sollen, bedient man sich auch heutzutage noch der Schleifen. Dieselben bestehen aus zwei parallel gestellten und in passender Weise untereinander verbundenen Längsteilen mit geebneten, zuweilen auch mit Eisen beschlagenen Unterflächen. Aus der Schleife wird ein Schlitten, wenn auf dem beschriebenen Gestelle noch eine Plattform oder ein Kasten zur Aufnahme der zu befördernden Lasten angebracht ist. Mit Benützung solch' einfacher Hilfsmittel haben, wie aus Bild- und Schriftwerken entnommen werden kann, die alten Kulturvölker, z. B. die Ägypter beim Bau der Pyramiden, bewunderungswürdige Transporte grosser, unteilbarer Lasten bewerkstelligt.

Verwickelter wie bei der Beförderung mittels Schleifen oder Schlitten, wobei nur gleitende Reibung als Bewegungswiderstand auftritt, gestalten sich die Verhältnisse bei den gleichfalls uralten Räderfuhrwerken, deren Fortbewegung die Überwindung gleitender Reibung in den Radnaben und soge-

[1]) Insbesondere sei auf Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre, III. Bd., Strassen- und Eisenbahnfuhrwerke usw., 2. Aufl. 1877 hingewiesen; sodann auf Rausch, Theoretisch-praktisches Handbuch für Stellmacher usw., Weimar 1892.

nannter rollender Reibung an den Radumfängen bedingt. Von den verschiedenartigen Fuhrwerken, die auf Strassen und Wegen verkehren, sind für deren Anlage und Unterhaltung vor anderen die zwei- und vierräderigen Lastfuhrwerke massgebend.

Ein vierräderiger Wagen, der als eine Verbindung zweier zweiräderiger Wagen (Karren) aufgefasst werden kann, besteht aus einem unteren Teile, der mit der Strasse in Berührung tritt, und einem darauf gesetzten oberen Teil, der mit Rücksicht auf die von ihm aufzunehmende Last geformt wird. Der untere Teil zerfällt wieder in den Hinter- und Vorderwagen. Zu ersterem gehören die beiden Hinterräder r, r (Abb. 10) mit ihrer Achse a a und dem Achsholze b b, auf das ein ähnliches Stück, der hintere Achsschemel (Schale), zu liegen kommt und mit ihm fest verbunden wird, endlich der Langbaum l l, der durch ein aufgelegtes, nach rückwärts gegabeltes Stück l' l' verstärkt ist. Die Teile l und l' reichen zwischen Achsholz und Schale hindurch und werden durch diese gefasst und befestigt.

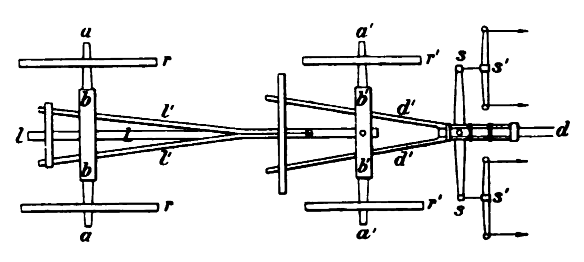


Abb. 10.

Der Vorderwagen setzt sich zusammen aus den beiden Vorderrädern r', r', deren Achse a' a' und dem mit dieser verbundenen Achsholz b' b', sowie dem Achsschemel oder der Schale. Zwischen den letztgenannten Teilen gehen, wie beim Hinterwagen der Langbaum mit seinen Gabelstücken, so hier die Deichselarme d' d' hindurch, die vorn die Deichsel d zwischen sich aufnehmen. Dazu kommen dann noch der Schwengel (die Wage) s s und die Wagscheite s', s', an welch' letzteren die Zugstränge angebracht sind.

Als wesentlich ist endlich hervorzuheben, dass die Verbindung zwischen Vorder- und Hinterwagen in der Art erfolgt, dass der Langbaum frei durch das vordere Achsholz und die zugehörige Schale hindurchreicht und dort durch einen lotrechten Bolzen, den Spann-, Schliess- oder Reibnagel, gehalten wird, so dass eine Drehung des Vorderwagens bis zu einem bestimmten Winkel ermöglicht ist.

Von einer Beschreibung des oberen Teils des Lastwagens kann füglich abgesehen werden, dagegen ist über die Räder und ihre Achsen noch einiges zu sagen, was in gleicher Weise für Karren und Wägen Gültigkeit hat. Die Räder, die sich unabhängig voneinander um ihre festliegende Achse drehen, bestehen aus der Nabe N (Abb. 11), den Speichen S und dem Felgen-

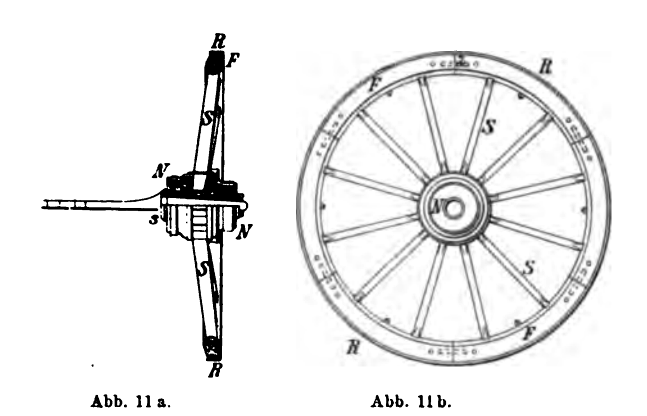


Abb. 11 a. Abb. 11 b.

oder Radkranz F. Die Nabe bildet den mittleren Teil des Rades, der auf die Achse aufgesteckt wird; sie ist mit einem Metallfutter versehen und mit mehreren Eisenreifen gebunden. In die Nabe sind die Speichen eingesetzt, und zwar schief zur Nabenachse, mit einem Sturz, wie man sich ausdrückt, so dass sie die Mantelfläche eines Kegels bilden, dessen kreisförmige Leitlinie in den Radkranz zu liegen kommt. In der Regel sind sämtliche Speichen in der beschriebenen Weise gestürzt, zuweilen aber nur ein Teil derselben, während die übrigen die entgegengesetzte Lage erhalten; in einzelnen Fällen stehen auch alle Speichen senkrecht zur Nabenachse. Der Felgenkranz, in den die Speichen mit ihren äusseren Enden eingezapft werden, setzt sich aus mehreren Teilen, den Felgen, zusammen. Zwischen je zwei Felgen ist ein hölzerner Nagel (z) eingesetzt und um den Kranz ist ein rotwarm aufgezogener zylindrischer Eisenreif R gelegt und an demselben mittels Nägeln oder Schrauben mit versenkten Köpfen befestigt.

Was endlich die aus einem Mittelteile und den beiden Achsschenkeln bestehende Achse betrifft, so wird auf jeden Schenkel ein Rad aufgeschoben, vor dessen Nabe die Lünzscheibe und vor dieser, durch ein Loch im Achsschenkel der Vorstecker oder Lünz gesteckt. Die Achsschenkel sind nach Abb. 12 schwach kegelförmig und besitzen einen Unterlauf (Unterachsung), sowie einen Vorlauf, d. h. ihre Mittellinie ist sowohl nach unten, wie auch, im Grundriss gesehen, nach vorn geneigt. Der lichte Abstand zwischen der sogenannten Stossscheibe der Achse (s in Abb. 11a) und dem Vorstecker des Rades ist etwas grösser als die Radnabenlänge, so dass die Nabe einen kleinen Spielraum auf der Achse besitzt. Alle die erwähnten, sich teilweise gegenseitig bedingenden Besonderheiten, nämlich die Kegelform der Achsschenkel, die Verschieblichkeit des Rades auf seiner Achse, die Unterachsung und der Vorlauf, wie endlich auch der Sturz der Speichen sollen mehrere Zwecke erfüllen. Vor allem soll den schädlichen Wirkungen der Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche begegnet und den Rädern eine genügende Seitensteifigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Stosswirkungen gewährt werden; von mehr untergeordneter Bedeutung ist die gleichzeitig erzielte Vergrösserung des Raumes für den Wagenkasten und der Umstand, dass der Strassenschmutz durch die Räder vom Wagen weg zur Seite geschleudert wird. In dem Masse als die Ebenheit und Glätte der Strasse zunimmt, verlieren auch die besprochenen Massregeln an Bedeutung; so fehlt z. B. bei feinem Personenfuhrwerk der Städte die Kegelform der Achsschenkel und es wird die Verschieblichkeit der Räder auf ihrer Achse, wie auch das Mass der Unterachsung vermindert[1]).

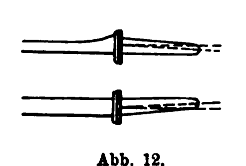


Abb. 12.

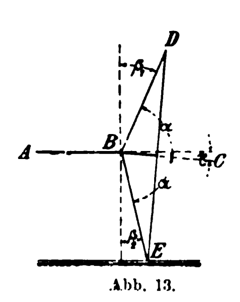


Abb. 13.

[1]) Der Zusammenhang zwischen Speichensturz und Unterachsung wird gewöhnlich mit Zugrundelegung der Abb. 13 angegeben. Stellt nämlich in derselben A B C das wagrecht gedachte halbe Mittelstück der Achse samt Schenkel dar, φ den Unterachsungswinkel, α den Winkel, den die Mantellinien des durch die Speichen gebildeten Kegels mit dessen Achse B C einschliessen, endlich die Winkel einer Speiche mit dem Lote in ihrer obersten und untersten Lage bezw. β_1 und β_2, so findet offenbar statt

$$\beta_1 + \alpha - \varphi = 90^0 = \beta_2 + \alpha + \varphi$$

daher

$$\beta_1 - \beta_2 = 2\,\varphi \text{ und } \beta_2 + \varphi = 90^0 - \alpha.$$

2. Vergleich zwischen Karren und Wagen.

Die Karren mit zwei Rädern zeichnen sich den Wagen gegenüber durch grössere Lenkbarkeit aus. Während erstere am Platze gewendet werden können, indem die Räder einen Kreis beschreiben, dessen Durchmesser gleich ihrem gegenseitigen Abstande ist, hängen die Halbmesser der von den Wagenrädern beim Wenden beschriebenen Kreise von der Länge des Langbaumes und von der Grösse des Winkels (α) ab, um den das Vordergestell aus seiner gewöhnlichen Lage abgedreht wird. Da nämlich der gemeinschaftliche Mittelpunkt dieser Kreise nach Abb. 14 im Durchschnittspunkte O der beiden unter dem Winkel α gegeneinander gestellten Achsen liegt, so erhält man die denkbar kleinsten Halbmesser für die kreisförmigen Wege (die jedoch immer noch grösser sind als beim Karren), wenn der Winkel α einem Rechten gleich wird und der Schnittpunkt O in die Mitte der Hinterachse fällt. Eine so bedeutende Verdrehung des Vordergestells ist bei Lastwagen wegen der Hindernisse, die der Langbaum bietet, nicht möglich, woraus folgt, dass unter sonst gleichen Verhältnissen, namentlich bei gleicher Grösse der Räder, die Lenkbarkeit des Wagens mit der Grösse der Spurweite wächst, unter Spurweite den Abstand zweier zusammengehöriger Räder voneinander verstanden. Ausser grösserer Lenkbarkeit kann für den Karren auch der Umstand geltend gemacht werden, dass das Pferd die ihm wenig zusagende Arbeit beim Zurückhalten des Fahrzeugs auf geneigter Bahn leichter in der gegabelten Deichsel des Karrens leistet als bei der üblichen Wagenanspannung, auch dass die vor einander gespannten Karrenpferde gleichmässiger anziehen als Wagenpferde. Gegen den Karren aber spricht der Umstand, dass er beim Übergang über Schlaglöcher oder Erhöhungen, wodurch seine Schiefstellung bewirkt wird, leichter umstürzt als ein Wagen, dessen beide Achsen nicht leicht gleichzeitig in dieselbe fehlerhafte Lage kommen werden. Auch ist nicht zu übersehen, dass beim Karren, auch wenn der Schwerpunkt der Ladung auf wagrechter Bahn gerade über der Achse liegt, ein Bestreben zum Kippen nach vorn oder hinten eintritt, sobald die Bewegung auf schiefer Ebene erfolgt.

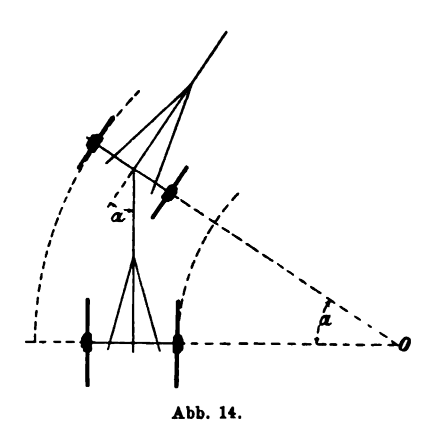


Abb. 14.

3. Masse und Gewichte der Radfuhrwerke.

Radgrösse.

Die zweckmässige Grösse der Raddurchmesser muss erfahrungsgemäss festgestellt werden, nachdem durch Rechnung und Versuche über Bewegungswiderstände (siehe z. B. die später besprochenen Versuche Morin's) nur die Nützlichkeit grosser Räder im allgemeinen dargetan werden kann. Gegen sehr grosse Räder spricht der Umstand, dass ihr eigenes Gewicht übermässig ausfällt, die Standfestigkeit des Wagens vermindert wird u. dgl. m. Die Erfahrung lehrt nun zunächst, dass es sich empfiehlt, die Vorderräder eines Wagens kleiner wie seine Hinterräder zu machen, um einerseits dem Vordergestelle eine grössere Beweglichkeit zu geben und anderseits eine möglichst günstige Richtung der Zugstränge zu erzielen. Was die zu wählende Grösse der Raddurchmesser be-

trifft, so macht Umpfenbach in seinem Werke folgende in die meisten späteren Lehrbücher übergegangene Angaben:

„Nach der Erfahrung ist die vorteilhafteste Höhe der Räder bei guten Strassen

für zweiräderige Frachtkarren		5′ 6″ bis 6′ 0″	(1,73 bis 1,88 m)
„ vierräderige Frachtwagen,	Vorderräder	3′ 3″	(1,02 m)
	Hinterräder	4′ 0″ bis 4′ 2″	(1,26 bis 1,31 m)
„ zweiräderiges schnelles Fuhrwerk		4′ 0″ bis 4′ 6″	(1,26 bis 1,41 m)
„ vierräderiges „ „	Vorderräder	2′ 9″ bis 3′ 0″	(0,86 bis 0,94 m)
	Hinterräder	4′ 0″ bis 4′ 6″	(1,26 bis 1,41 m)

„Auf schlechten Wegen sollten sie um 6″ bis 1′ grösser, auf ganz glatten Flächen, wie Bohlenlagen oder Eisenbahnen, wo die Unebenheiten äusserst gering sind, können sie viel kleiner, für Frachtfuhrwerk von 2′ 6″ (0,78 m) und für schnelles von 3′ (0,94 m) Höhe sein [1]).“

Steenstrup[2]) gibt an, dass die Räder der „Diligencen“ in Frankreich in den Jahren 1815—40 folgende, namentlich durch die besonderen Raumverhältnisse der Postwagen bedingte Grössen gehabt hätten:

	Vorderräder	Hinterräder
1815	0,94 m	1,64 m
1816	0,91 „	1,45 „
1835	0,90 „	1,40 „
1838	0,86 „	1,36 „

Kaven macht bezüglich der schweren Fuhrwerke des früheren Königreichs Hannover folgende Angaben:

Eigentliches Frachtfuhrwerk,	Vorderräder	4′ 4″ hannov. =	1,27 m
	Hinterräder	5′	1,46 „
Gewöhnliches Lastfuhrwerk,	Vorderräder	4′ 9″	1,39 „
	Hinterräder	5′ 2″	1,51 „
Landfuhrwerk,	Vorderräder	4′ 9″	1,39 „
	Hinterräder	5′	1,46 „
Eilpostwagen,	Vorderräder	3′ 6″	1,02 „
	Hinterräder	4′ 9″	1,39 „

Bauernfeind[3]) nimmt in runden Massen an für:

zweiräderige Fracht-Karren		1,5 bis 1,6 m
vierräderige Fracht-Wagen,	Vorderräder	1,0 „
	Hinterräder	1,25 „

Emmery[4]) hat in seiner Denkschrift über die Grundlagen zu einer neuen Strassen-Gesetzgebung folgende Masse für Frachtfuhrwerk festgehalten:

Zweiräderige Karren	2 r =	1,667	1,833	1,999	2,155 m
Vierräderige Wagen,	Vorderräder	1,0	1,167	1,333	1,50 „
	Hinterräder	1,667	1,833	2,0	2,155 „

Spurweite.

Unter Spurweite versteht man eigentlich die gegenseitige Entfernung der inneren Radreifenkanten zweier derselben Achse zugehörigen Räder, und zwar in der Strassenoberfläche gemessen, für den Fall, dass die Radnaben an ihren Stossscheiben anliegen, gewöhnlich aber den Abstand der Radreifen von Mitte zu Mitte. Die beiden Räderpaare eines Wagens erhalten meistens übereinstimmende Spurweiten, weil hierdurch die Fortbewegung auf schlechten Wegen erleichtert ist. Bei manchen Fuhrwerken für städtische Strassen erhält jedoch das Vordergestell eine kleinere Spurweite wie das Hintergestell in der Absicht eine weitgehende Drehbarkeit der Vorderachse zu erzielen, ohne den Wagen-

1) Umpfenbach, Theorie d. Neubaues, d. Herstellung und Unterhaltung der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 22.

2) Steenstrup, Leitfaden zur Anlage und Unterhaltung d. Landstrassen usw., Kopenhagen 1843, S. 345.

3) Bauernfeind, Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau, München 1875, S. 253.

4) Ann. d. p. et ch., Mém. 1841, 2. sem., p. 454.

kasten allzu sehr einzuschränken. Die Grösse der Spurweite wechselt mit der Art des Fuhrwerks und ist zuweilen gesetzlich festgelegt.

Kröncke[1]) gibt folgende Zusammenstellung:

	rheinländisch	
In Augsburg stehen durchgängig an den dort üblichen Wagen die Räder voneinander ab und bilden also ein Wagengleis oder eine Wagenspur von	3′	6 1/2″
Bayern mehrenteils	4	1
Berlin und der ganzen Mark Brandenburg	4	1
Böhmen	3	6
Braunschweig und dem ganzen Herzogtum	4	4 1/2
Dresden	3	6
Frankfurt am Main	3	11 1/4
Preussischen Geldern nach einem Edikt von 1765	5	
Halle im Magdeburgischen	4	5 1/2
Hamburg für Wägen, die westwärts fahren	4	2 1/2
„ „ „ „ ostwärts „	4	4 1/8
Hannover und dem grössten Teile des Herzogtums Kalenberg	5	1 1/2
Hannover in Sandgegenden und im grössten Teile des Herzogtums Lüneburg	5	5 1/5
den Kur-Kölnischen Staaten, nach einem Edikt von 1765	5	
der Lausitz (s. Zittau)		
Leipzig	3	8 3/4
Lübeck	4	2 1/2
Mähren	3	6
Mecklenburg	3	6
den österreichischen Niederlanden	3	6
Nürnberg und dem grössten Teile von Franken	3	11 1/4
den österreichischen Staaten, sowohl in den deutschen, als auch in den übrigen dem Kaiser unterworfenen Erbländern ist die Wagenspur durchgängig gleich	3	6
den Kur-Pfälzischen Staaten nach einem Edikt von 1765	5	
Pommern	3	6
den Preussischen Staaten ist die Weite der Gleise sehr verschieden (s. Berlin, Geldern, Halle usw.)		
den Rheinischen Kreisen ist 1. das in Frankfurt übliche Gleis und 2. in den südlichen, an Schwaben grenzenden Kreisländern eine etwas weitere Wagenspur üblich zu	4	4 1/2
3. in der Pfalz und Kur-Cöln die weiteste zu	5	
Sachsen ist gleichfalls das Gleis nach der Beschaffenheit der einzelnen Provinzen sehr verschieden (s. Dresden, Leipzig, Thüringen und Zittau)		
Schlesien	3	3
Schwaben. Um Augsburg ist das gewöhnliche Gleis enger als im übrigen Teile Schwabens, wo es mehrenteils beträgt	4	4 1/2
(S. Württemberg). Ausserdem herrscht durch ganz Schwaben noch ein weites Gleis auf 8 Schuh, welches am Anfange dieses Jahrhunderts eingeführt wurde. Werden unter diesen Schuhen Augsburgische verstanden, so beträgt dies weite Gleis	5	6 1/2
Thüringen	3	5
Württemberg ist teils ein enges Gleis üblich zu	3	6
teils auch das im grössten Teile Schwabens übliche von	4	4
Zittau und dem grössten Teile der Lausitz	3	2
Dänemark	4	4
Danzig	3	2
England ist 1. die gewöhnliche Spur der Kutschen	4	4 1/2
2. der Frachtwagen mit den breiten Felgen	5	10
3. der übrigen Frachtwagen	5	1 1/8
Frankreich	4	4 1/2
den vereinigten Niederlanden	3	6
Polen	3	6
Königreich Preussen (wenigstens Westpreussen)	3	2

[1]) Kröncke, Theorie d. Fuhrwerks mit Anwendung auf den Strassenbau, Giessen (1802?), S. 106. 1 rheinländischer Fuss = 0,3138 m, 1 Zoll = 0,02615.

	rheinländisch	
Riga, wie in ganz Livland	4′	9″
Russischen Reiche	4	4
Schweden	4	4
der Schweiz	3	11¼
Thorn in Preussen	3	2
Ungarn	3	6

Hiernach bewegten sich zu Ende des vorigen Jahrhunderts die Spurweiten (oder der Abstand der Räder von Mitte zu Mitte) zwischen 3′ 2″ und 5′ 10″ rheinl. (0,99 und 1,83 m). Kröncke glaubte ein Mass nicht unter 5′ (1,57 m), besser ein solches von 5′ 4″ oder 5′ 6″ (1,67 oder 1,73 m) empfehlen zu sollen (S. 112, 155, 160), wobei er grosse Räder von 8′ (2,51 m) Durchmesser im Auge hatte.

Umpfenbach (S. 24) bezeichnet als zweckmässig für

schweres Fuhrwerk	5′ 6″ preussisch bis 6′ 0″	(1,73—1,88 m)
2räderiges Personenfuhrwerk	4′ 6″ bis 5′ 0″	(1,41—1,57 m)
4 „ „	4′ 3″ „ 4′ 6″	(1,33—1,41 m)

In Preussen wurde der Abstand der Radreifen von Mitte zu Mitte auf 4′ 10″ = 1,52 m festgesetzt. In Süddeutschland kommen meist kleinere Spurweiten vor. Laissle[1]) gibt an für

gewöhnliches Landfuhrwerk, Ernte- und Heuwagen	1,15—1,20 m
Droschken und Kutschen	1,25—1,35 m
Pritschenwagen zum Bahnhofverkehr	1,20 m
Möbelwagen, vierspännig	1,35 m
Pferdebahnwagen	1,435 m
Langholzfuhrwerk	1,15 m
Daimlers Motorwagen	1,30 m

Felgenbreite.

Die richtige Breitenbemessung des Felgenkranzes, jenes Teils der Räder, der in unmittelbare Berührung mit dem Strassenkörper tritt und dessen Abnützung verursacht, ist eine besonders wichtige Angelegenheit, und das Bestreben eine Regelung derselben auf dem Wege der Gesetzgebung herbeizuführen, wie es in allen Ländern seit langer Zeit hervortritt, wohl begreiflich. Die ganze Angelegenheit ist aber eine so verwickelte und nach manchen Seiten hin auch heute noch nicht vollständig geklärte, dass es nicht wunder nehmen kann, wenn die im Laufe der Zeit erlassenen Gesetzesvorschriften über Radfelgenbreiten und Radbelastungen zum grossen Teile der richtigen Begründung entbehren.

Den älteren hierauf bezüglichen Vorschriften liegt der Gedanke zugrunde, dass sich der Raddruck stets gleichmässig über die Breite der Felge verteile, dass letztere infolgedessen unbedingt mit der Belastung wachsend anzunehmen sei und dass überhaupt bedeutende Felgenbreiten angestrebt werden müssten. Man begünstigte dementsprechend die Fahrzeuge mit breiten Radkränzen bei Bemessung des Weggeldes und erliess gesetzliche Vorschriften, durch die die erforderlichen Felgenbreiten festgesetzt wurden. Nach Schlichtegroll[2]) soll die erste schriftliche Nachricht über die Anwendung der breiten Felgen in einer Schrift von D. Bourn: A Treatise on Wheel-Carriages etc., dedicated to the Society of Arts. Leominster 1763 zu finden sein. Dort heisst es unter anderem:

„Die ersten breitfelgigen Räder, deren man sich bei uns bediente, wurden von James Morris zu Brock-Forge bei Wigan in Lancashire gemacht. Die Wege in jener Gegend sind grundlos und sehr sumpfig; er fragte mich einst um Rat, was er tun sollte, um sein Zugvieh zu schonen, das bei den schlechten Wegen sehr litt. Ich riet ihm, die Felgen an seinen Rädern ungewöhnlich breit zu machen; er befolgte meinen Rat und liess sich einen Wagen

1) Laissle, Handbuch der Ing.-Wissenschaften, 1. Bd., VIII. Kap., 3. Aufl., S. 16.
2) Schlichtegroll, Über den Nutzen der breitfelgigten Räder usw., München 1819, S. 4.

mit 13 Zoll breiten Felgen bauen. Das Jahr darauf richtete er einen Wagen mit 9 Zoll breiten Felgen her und da er mit demselben nach Liverpool, Warrington und anderen Städten zuweilen fuhr, so fiel die besondere Konstruktion seiner Räder mehreren Personen auf und unter anderen dem Lord Strange und Herrn Hardmann, Mitgliedern des Parlaments. Diese zogen nähere Erkundigungen ein und erstatteten dem Parlament einen Bericht über den Nutzen breiter Felgen. Dies war die erste Veranlassung zur Einführung der breiten Radfelgen durch einen Parlaments-Akt."

In der Tat kamen breite Radkränze in England früher und in grösserer Ausdehnung als anderswo zur Anwendung.

Im Jahre 1773 wurde für Lastfuhrwerke folgendes Gesetz erlassen [1]).

	Pferdezahl	Erlaubtes Gewicht im Sommer Tons	kg	im Winter Tons	kg
Für 4räderige Wagen mit 16" (41 cm) breiten Felgen	10	8	8128	7	7112
" " " " 9" (23 ") " zylindr. Felgen	8	$6^1/_2$	6604	6	6096
" " " " 9" (23 ") " konischen "	8	6	6096	$5^1/_2$	5588
" " " " 6" (15 ") " zylindr. "	6	$5^1/_2$	5588	5	5080
" " " " 6" (15 ") " konischen "	6	$4^1/_2$	4572	$3^3/_4$	3810
" " " " 3" (8 ") " zylindr. "	4	$3^1/_2$	3556	3	3048
" 2räderige Karren mit 9" (23 ") " "	—	3	3048	$2^3/_4$	2794
" " " " 6" (15 ") " "	—	$2^{12}/_{20}$	2642	$2^7/_{20}$	2388
" " " unter 6" " "	—	$1^1/_2$	1524	$1^7/_{20}$	1372

1 t = 20 Ztr. = 1016 kg. Die konischen Felgen sollten sich der quergeneigten Fahrbahn anschliessen.

Allerdings wurde die in diesem Gesetze zum Ausdruck gebrachte Wertschätzung breiter Radkränze schon vier Jahre später durch ein neues Gesetz, das konvexe Radreifen zuliess, wieder abgeschwächt, sie gelangte aber bei den in der Folgezeit gepflogenen Verhandlungen im Parlamente und in den alsdann erlassenen Gesetzen neuerdings mehr oder weniger zum Ausdruck.

In einem unter Georg IV. im Jahre 1823 erlassenen Gesetze wurden folgende Bestimmungen getroffen [2]):

	Erlaubtes Gewicht im Sommer Tons	kg	im Winter Tons	kg
Für 4räderige Wagen mit 9" (23 cm) breiten Felgen	$6^1/_2$	6604	6	6096
" 2 " Karren desgl.	$3^1/_2$	3556	3	3048
" 4 " Wagen mit 6" (15 cm) — 9" (23 cm) breiten Felgen	$4^3/_4$	4826	$4^1/_4$	4318
" 2 " Karren desgl.	3	3048	$2^3/_4$	2794
" 4 " Wagen mit $4^1/_2$" (11,4 cm) — 6" (15 cm) breiten Felgen	$4^1/_4$	4318	$3^3/_4$	3810
" 2 " Karren desgl.	$2^3/_5$	2642	$2^7/_{20}$	2388
" 4 " Wagen mit Felgenbreiten unter $4^1/_2$" (11,4 cm)	$3^3/_4$	3810	$3^1/_4$	3302
" 2 " Karren desgl.	$1^3/_4$	1778	$1^1/_2$	1524
" 4 " Wagen zur Beförderung von Kaufmannsgütern, mit Federn versehen	4	4318	3	3810

Für jedes Übergewicht musste ein bestimmter Geldbetrag entrichtet werden.

In Österreich war durch eine Hofverordnung vom 14. Dezember 1744 bestimmt worden, dass kein Fuhrmann mehr als 60 Ztr. (3360 kg) auf einem Wagen laden solle. Später erst, wie es scheint, jedenfalls aber im Jahre 1776 in dem Patent vom 9. April 1776, das neue Strassen-Normale für das Herzogtum Steyermark betreffend, wird bestimmt, dass von dem obigen Verbote diejenigen Fuhrleute gänzlich ausgenommen seien und ihnen so schwere Ladung

---

[1]) J. C. V. Steenstrup, Leitfaden zur Anlage und Unterhaltung der Landstrassen Kopenhagen 1843, S. 321.

[2]) Gerstner, Handbuch der Mechanik, Prag 1831, 1. Bd., S. 584 und Steenstrup S. 324.

als sie immer können und wollen zu führen gestattet sein solle, welche Wägen mit 6 Zoll breiten Rädern zu führen sich bequemen werden [1]).

In Frankreich wurde schon unter dem 17. November 1724 vorgeschrieben, dass Frachtkarren im Winter höchstens mit 3 und im Sommer mit 4 Pferden bespannt sein dürften [2]). Später schrieb das Gesetz vom 29. floréal des Jahres X (1802) vor, dass die Ladung zweiräderiger Karren niemals mehr als 2500 kg im Winter und 3750 kg im Sommer betragen solle (que les voitures à deux roues ne porteraient jamais plus de 2500 etc.). Für Fahrzeuge mit 25 cm breiten Felgen war eine Vermehrung von 1000 kg gestattet.

Das Gesetz vom 7. ventôse des Jahres XII erlaubte Gespanne von 2, 3 und 4 Pferden für Wagen mit bezw. 11, 14 und 17 cm breiten Felgen. Für Wagen mit 25 cm breiten Radkränzen war eine unbeschränkte Zahl von Pferden gestattet.

An Stelle dieser Pferdezahlen setzte die kaiserliche Verordnung vom 23. Juni 1806 das Gesamtgewicht, das ein Wagen bei einer bestimmten Felgenbreite haben durfte; sie gestattete für jedes Pferd ein Gewicht von 1200 kg im Winter und von 1500 kg im Sommer, so dass z. B. bei einer Felgenbreite von 17 cm ein Grösstgewicht von 5000, bezw. 6000 kg zulässig war [3]). Debauve bemerkt dazu, dass infolgedessen allerorten Brückenwagen aufgestellt wurden, die zu vielen Beschwerden Veranlassung gaben.

In Bayern wurden verschiedene Versuche gemacht, breite Radkränze für die Lastfuhrwerke einzuführen. Die erste diesbezügliche gesetzliche Bestimmung findet sich in einer allerhöchsten Verordnung über das Strassen- und Wasserbauwesen für die damals bayerische Provinz Tyrol vom 28. Juni 1806, wovon der § 3 lautete:

„Insofern die Strassen von den Fuhrwerken mit breitfelgigten Rädern bei weitem nicht so abgenützt werden, als von denen, deren Räder die gewöhnlichen schmalen Felgen haben, und auf chaussierten Strassen die ersteren in Tyrol anwendbar sind, so soll von jedem Fuhrwerke, dessen Räder 6 Pariser Zoll breite Felgen haben, ein Viertel — von solchen, dessen Räder 9 Zoll breite Felgen haben, die Hälfte weniger an Weggeld, als in der Tariffe festgesetzt ist, bezahlt werden."

In zwei königlichen Verordnungen vom 11. Sept. 1812 und 5. Okt. 1813 wurden sodann für das ganze Land neun verschiedene Felgenbreiten zwischen $3\frac{1}{2}$ und $11\frac{1}{2}$ Zoll im Verhältnis zur Bespannung der Wägen mit 2 bis 10 Pferden festgesetzt und das Ende des Jahres 1815 war als Zeitpunkt bestimmt worden, bis zu welchem der Gebrauch solcher Räder auf den Strassen allgemein werden sollte. Aber auffallenderweise wurden diese Verordnungen noch vor dem genannten Zeitpunkte wieder zurückgenommen, allerdings mit dem Beisatze, dass kein beladener Frachtwagen, welcher mit schmalen Rädern versehen sei, das Gewicht von 80 Ztr. übersteigen sollte. Allein diese Verfügung kam, wie Schlichtegroll [4]) berichtet, nicht zur Ausführung, weil es an einem zuverlässigen Masstabe zur Bestimmung der Last fehlte. In der Folgezeit wurde die Einführung breiter Felgen wenigstens durch Begünstigungen zu fördern gesucht. So kam 1819 ein Gesetz zustande, wonach für Wägen, welche mit ihrer Ladung 61, 81 und 101 Ztr. wogen, bezw. 4, $5\frac{1}{2}$ und 7 Zoll breite

[1]) J. Schemerl, Ausführliche Anweisung zur Entwerfung, Erbauung und Erhaltung dauerhafter und bequemer Strassen. 3. Teil. Wien 1807, S. 359, 361.

[2]) Steenstrup, S. 325 ff. gibt ziemlich ausführliche Mitteilungen über die französische Gesetzgebung.

[3]) Siehe auch Debauve, Manuel de l'Ingénieur etc., 9e fascicule: Routes. Paris 1873, S. 39. Eine ausführliche Wiedergabe dieser Gesetze findet sich in Schlichtegroll, Über den Nutzen breitfelgigter Räder usw., München 1819, S. 81 ff. Schwilgué, Mémoire sur les routes et sur le roulage, Ann. de p. et ch. Mém. 1. Serie 1832, 2. Sem., p. 189.

[4]) Schlichtegroll, Über den Nutzen der breitfelgigten Räder usw., S. 9, 52.

Felgen bestimmt wurden. Der Gebrauch schmaler Felgen wurde dabei zwar nicht verboten, aber für breite Felgen ein Nachlass am Weggeld in Aussicht gestellt.

War der Gedanke, der den älteren Bestimmungen über Radfelgenbreiten zugrunde lag, dass dieselben nämlich einen gleichmässig verteilten Druck erleiden, unter Umständen und bis zu einem gewissen Grade sicherlich ein berechtigter, so ist doch nicht zu verkennen, dass man mit den daraus gezogenen Folgerungen in der Regel zu weit ging, indem man die Befestigungsarten der Strassen nicht auseinander hielt, die Form der Strassenoberfläche nicht in Rücksicht zog und nicht bedachte, wie sehr die Druckverteilung am Radreifen durch die unvermeidlichen Unregelmässigkeiten einer Strassenbahn, wie auch durch die Abnützung der Radreifen selbst beeinflusst werden muss[1]).

Sachdienlichere Vorschriften konnten erst mit Rücksicht auf die später angegebenen Versuche über die Bewegungswiderstände auf Strassen und namentlich jene von Morin, Dupuit und Emmery aufgestellt werden. Ersterer kommt bezüglich der Felgenbreite zu folgenden Sätzen[2]):

Auf Steinschlag- und Pflasterstrassen ist der Widerstand der rollenden Reibung nahezu unabhängig von der Felgenbreite, sobald diese das Mass von 8—10 cm erreicht hat.

Auf pressbaren Bahnen, wie Erdwegen, sodann auf losen Schüttungen aus Sand oder Kies, oder auf neu beschotterten Strassen nimmt der fragliche Widerstand in dem Masse ab, als die Breite der Radkränze wächst.

Morin folgert daraus, dass auf Pflasterstrassen breite Felgen in keiner Hinsicht vorteilhaft seien, dass es genüge ihnen die für die Dauerhaftigkeit der Wagen erforderliche Breite zu geben, und dass es unnütz sei auf gewöhnlichen Schotter- oder Steinschlagstrassen die Breite grösser als 10—12 cm zu wählen. Zur weiteren Erläuterung mag hier noch die von Morin zusammengestellte Tabelle Platz finden:

Tabelle 1.

Werte der Verhältniszahl φ[3]) bei einer Geschwindigkeit von 1,0 m in 1 Sekunde.

Bezeichnung der Strasse	Felgenbreite		
	7 cm	12 cm	17 cm
Feiner Sand mit Kies gemengt, 10—15 cm dick	0,0809	0,0738	0,0666
Feuchte Rasendecke auf weichem Grunde .	0,0529	0,0494	0,0458
Trockene Rasendecke auf festem Grunde .	0,0337	0,0314	0,0292
Geebneter Kiesweg, feucht, wenig befahren .	0,0323	0,0320	0,0316
Schotterstrasse, trocken, in gutem Zustande.	0,0104	0,0101	0,0099
Strassenpflaster aus quarz. Sandst. v. Sierck.	0,0076	0,0076	0,0076
„ „ Sandst. v. Fontainebleau	0,0104	0,0104	0,0104

Die Beantwortung besonderer seitens des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gestellten Fragen führten Morin noch zur Formulierung anderer Sätze:

Die Annahme die Belastung müsse im geraden Verhältnisse zur Felgenbreite stehen, die den gesetzlichen Bestimmungen über Radfelgenbreite zugrunde liegt, ist nicht genau. Bei Ladungen, die hiernach bemessen sind, greifen Fahrzeuge mit breiten Radkränzen die Strassen stärker an als solche mit schmalen.

Bei gleicher Belastung erzeugen Räder mit 6 cm breitem Kranz eine stärkere Abnützung der Steinschlagbahnen als solche von 11,5 und 17,5 cm Breite. Bei letzteren Massen

[1]) Felgenquerschnitte einiger mehrere Jahre im Gebrauch gestandener Fracht- und Landwirtschaftsfuhrwerke finden sich z. B. in einer sehr lesenswerten Abhandlung von Zöller: Die gesetzlichen Bestimmungen über die Breite der Radfelgen und die Ladegewichte der Fuhrwerke, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1890, S. 191.

[2]) Ausführliches hierüber siehe später, unter „Bestimmung des Widerstandskoeffizienten μ."

[3]) Siehe Gleichung 24.

ist jedoch die Abnutzung so wenig voneinander verschieden, dass es nur geringen Vorteil gewährt mit der Felgenbreite über 11,5 cm hinauszugehen.

Ein 4räderiger Wagen mit 1,30 m hohen Vorder- und 1,50 m hohen Hinterrädern, deren Felgenbreite 6 cm beträgt, kann ohne Nachteil für gute Steinschlagbahnen im allgemeinen mit 2400 kg und in der Regenzeit mit 1800 kg beladen werden.

Hierbei ist jedoch nicht zu vergessen, dass gleiche Belastung und Felgenbreite vorausgesetzt, Wagen mit grossen Rädern die Strasse weniger beschädigen als solche mit kleinen Rädern.

Mit Rücksicht auf die Schonung der Strassen ist es erwünscht, die Wagenladungen nicht grösser als 3500—4000 kg „par train" zu nehmen.

Um einspännige Karren mit ungefähr 2000 kg beladen zu können, muss die Felgenbreite mindestens 7 cm gross genommen werden.

Dupuit kam teilweise zu anderen Ergebnissen, was später besprochen werden wird, und fand insbesondere, dass der Bewegungswiderstand auf ebenen Schotterstrassen von der Felgenbreite unabhängig sei, dagegen auf Pflaster innerhalb gewisser Grenzen abnehme in dem Masse als die Breite wachse.

Die Schlüsse endlich, zu welchen Emmery auf Grund der von Morin, Dupuit und zum Teil auch von ihm selbst angestellten Versuche gelangte, sind ebenfalls später angegeben.

Die durch solche Versuche vertiefte Erkenntnis kam bei den etwa seit den 40er Jahren erlassenen Gesetzesbestimmungen mehr oder weniger zur Geltung.

Im Jahre 1837 wurde in Frankreich eine Verordnung mit Geltung vom 15. Februar erlassen, deren Bestimmungen aus den folgenden Tabellen hervorgehen [1]).

Tabelle 2.

Felgenbreite und Gewicht der im Schritt gehenden beladenen Frachtwagen nach der französischen Verordnung vom 15. Februar 1837.

Felgenbreite cm	Zulässiges Gewicht			
	2 räderiger Karren		4 räderiger Wagen	
	im Winter kg	im Sommer kg	im Winter kg	im Sommer kg
11 bis 14	2700	3200	4400	5200
14 bis 17	3500	4100	5600	6700
17 und darüber	4200	4900	6800	8100
Auf einen Streifen der Felge von 1 cm Breite	kg 96—125	kg 115—146	kg 79—100	kg 93—120
Tolérance	200 kg		300 kg	

Die verschiedenen in der Folge gemachten Vorschläge zu einer neuen Gesetzgebung scheinen jedoch erst zu dem Gesetze vom Jahre 1851 und zum règlement d'administration vom 10. August 1852 geführt zu haben.

Der 1. Artikel der diesem Gesetze entsprechenden Verordnung lautet:

Fahrzeuge mit und ohne Federn, mögen sie zur Beförderung von Personen oder Waren dienen, können auf den National-, Departementalstrassen, sowie den Gemeindewegen mit starkem Verkehr ohne irgend eine gesetzliche Bestimmung über Belastung und Felgenbreite verkehren.

Durch Art. 2 wird jedoch der Verwaltung das Recht eingeräumt verschiedene Sonderbestimmungen zu treffen über die Form der Radreifen und ihrer Befestigungsnägel, über die zulässige Zahl der Zugpferde usw.

[1]) Ann. d. p. et ch. Lois etc., 1837, p. 199 u. 200.

Tabelle 3.

Felgenbreite und Gewicht der 4räderigen beladenen Fahrzeuge, welche auf metallenen Federn ruhen und im Trabe bewegt werden (nach Verordnung vom Jahre 1837).

Felgenbreite	Zulässiges Gewicht			
	im ganzen		für 1 cm Felgenbreite	
cm	vom 20. Nov. bis 1. April kg	vom 1. April bis 20 Nov. kg	im Winter kg	im Sommer kg
7	2400	2600	86	93
8	3100	3400	97	106
9	3400	3800	94	106
10	3700	4100	93	103
11	4000	4400	91	100
Tolérance .	200 kg			

Dementsprechend wird unter dem 10. August 1852 mit aller Entschiedenheit die Verwendung von Nägeln „à tête de diamant" verboten. Dieselben sollen flach genietet sein und bei der Erneuerung höchstens einen Vorsprung von 5 mm bilden. Die grösste Zahl der Zugtiere soll betragen

1. bei zweiräderigen Frachtkarren 5 Pferde,
2. bei vierräderigen Frachtwagen 8 Pferde, dabei nicht mehr als 5 hintereinander,
3. bei zweiräderigen Karren für die Personenbeförderung 3 Pferde,
4. bei vierräderigen Personenwagen 6 Pferde.

Bei der Beförderung grosser Steinblöcke, Maschinen und sonstiger Gegenstände von beträchtlichem Gewichte kann eine aussergewöhnliche Bespannung nach der Begutachtung seitens der Ingenieure etc. durch den Präfekten gestattet werden. Die über die Anzahl der Zugtiere getroffenen Bestimmungen beziehen sich nicht auf geneigte Strassenstrecken von grosser Steilheit oder ungewöhnlicher Länge.

Die Grenzen solcher Strecken, auf welchen Vorspannpferde zulässig sind, werden durch Beschluss des Präfekten auf Vorschlag des Ingenieur en chef etc. bestimmt und an Ort und Stelle durch Pfosten mit der Aufschrift „Vorspannpferde" angegeben. Die Anwendung von Vorspann kann zeitweilig auf solchen Strassen genehmigt werden, wo infolge von Unterhaltungsarbeiten oder anderen zufälligen Umständen dies erforderlich wird. Der Präfekt lässt in diesem Falle vorübergehend Pfosten der erwähnten Art aufstellen. Bei Schneefall und Glatteis endlich bleiben die über die zulässige Pferdezahl getroffenen Bestimmungen ausgesetzt usw.[1]).

Die meisten in deutschen Landen erlassenen Vorschriften und Gesetze über die Benützung der Strassen, die zum Teil auch heute noch ihre Gültigkeit haben, stammen aus den vierziger Jahren unseres Jahrhunderts, einige aus dem Schlusse des 3. Jahrzehntes.

So wurde für die alten Preussischen Provinzen unterm 17. März 1839 eine „Verordnung, betreffend den Verkehr auf den Kunststrassen" erlassen, welche durch allerhöchsten Erlass vom 12. April 1840 teilweise abgeändert wurde[2]).

[1]) Debauve, Manuel de l'Ingénieur des ponts et chaussées, 9e fasc. Paris 1873, pag. 39 ff. Durand-Claye, Routes, Paris 1885, p. 55, ein Band der „Encyclopédie des travaux publics."

[2]) Gesetz-Sammlung f. d. K. Preussischen Staaten 1839, S. 80—84; 1840, S. 108. Germershausen, Das Wegerecht und die Wegeverwaltung in Preussen, 2 Bände, 2. Aufl., Berlin 1900 u. 1902.

Hiernach war die Abhängigkeit von Radkranzbreite und Ladung in folgender Weise geordnet.

Tabelle 4.

Altpreussische Verordnung vom 17. März 1839 und 12. April 1840.

Anzahl der Räder	Felgen-breite	Ladegewichte im		Wagen-Gewicht	Ladegewichte auf 1 cm Felgen-breite im		Wagen-Gewicht auf 1 cm Felgen-breite	Gesamtlast auf 1 cm Felgen-breite im	
		Winter	Sommer		Winter	Sommer		Winter	Sommer
	cm	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
2	10,5	514	514	—	—	—	—	—	—
„	10,5—13,1	1543	2058	1029	73	98	49	122	147
„	13,1—15,7	2058	2572	1158	79	98	44	123	142
„	15,7	2572	3087	1286	82	98	41	123	139
4	10,5	1029	1029	—	—	—	—	—	—
„	10,5—13,1	3087	4116	2058	73	98	49	122	147
„	13,1—15,7	4116	5145	2315	79	98	44	123	142
„	15,7	5145	6174	2572	82	98	41	123	139

Winter-Zeit vom 15. November bis 15. April.
Sommer-Zeit vom 15. April bis 15. November.

Grössere, unteilbare Lasten als in dieser Tabelle bestimmt sind, waren nur unter besonderen Bedingungen (Ministerialerlass vom 10. September 1857) gestattet[1].

In den neuen preussischen Provinzen waren teilweise erst später andere Verordnungen entstanden, so z. B. in Hannover das Gesetz vom 22. Februar 1879, das für 4räderige Fahrzeuge folgende Radfelgenbreiten ohne Rücksicht auf die Jahreszeit festsetzt[2]:

1. für ein Gesamtgewicht unter 800 kg unbestimmt,
2. „ „ Ladungsgewicht von 800—2000 kg ausschl., mindestens 5 cm
3. „ „ „ „ 2000—3000 „ „ „ 7 „
4. „ „ „ „ 3000—5000 „ „ „ 11 „
5. „ „ „ „ 5000 u. mehr „ „ „ 15 „

Für zweiräderiges Fuhrwerk ist die Hälfte dieses Gewichtes zulässig.

Der Transport von Ladungsgewichten über 7500 kg und von Maschinen mit mehr als 10000 kg Gesamtgewicht auf den Kunststrassen darf nur mit besonderer Genehmigung unter den im einzelnen Falle festzustellenden Bedingungen erfolgen. Dahin gehört die Verpflichtung zum Ersatze für die etwa angerichteten Beschädigungen und zur vorübergehenden Verstärkung der zu befahrenden Brücken u. dgl. m.

Die Radfelgen-Beschläge dürfen weder konkav, noch im neuen Zustande konvex, müssen vielmehr in der Oberfläche ganz eben sein.

Im Jahre 1877 wurde dem preussischen Landtage der Entwurf zu einem Gesetz für die ganze Monarchie vorgelegt; dasselbe ist jedoch nicht zustande gekommen. (Zentralblatt d. Bauverw. 1884, S. 69.)

Dagegen steht jetzt in den altpreussischen Provinzen das Gesetz vom 20. Juni 1887[3]) in Kraft, in dem Felgenbreiten bis zu 5 cm herunter Berück-

[1]) Die gesetzlichen Bestimmungen für den Fuhrverkehr auf den Kunststrassen, Zentralblatt d. Bauverw. 1884, S. 69. Sodann: Die gesetzl. Bestimm. über die Breite der Radfelgen und die Ladegewichte der Fuhrwerke usw. von E. Zöller, Zentralbl. d. Bauv. 1890, S. 191.

[2]) Gesetz-Sammlung f. d. K. Preussischen Staaten 1879, S. 19—21. Nessenius, Strassenbau, Handbuch d. Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 96. Freundliche Mitteilungen des Herrn Professor Müller in Poppelsdorf.

[3]) Gesetz-Sammlung f. d. K. Preussischen Staaten 1887, S. 301—304.

sichtigung finden und kein Unterschied mehr gemacht wird weder zwischen Sommer- und Winterzeit, noch zwischen gewerbsmässigem und landwirtschaftlichem Fuhrwerk. Dasselbe gestattet den Bezirksausschüssen die festgesetzten Ladegewichte innerhalb gewisser Grenzen abzuändern und den Provinzialräten Normalgewichte für Wagen und Güter für die einzelnen Provinzen aufzustellen.

Tabelle 5.

Das zur Zeit in den altpreussischen Provinzen gültige Gesetz vom 20. Juni 1887.

Felgenbreite	Ladegewicht des Fuhrwerks		Ladegewicht auf 1 cm Felgenbreite	
	2 räderig	4 räderig	2 räderig	4 räderig
cm	kg	kg	kg	kg
5—6,5	1000	2000	100	100
6.5—10	1250	2500	96	96
10—15	2500	5000	125	125
15 und mehr	7500	7500	250	125

Die hier einschlägigen Bestimmungen des noch heute in Bayern geltenden Gesetzes vom 25. Juli 1850, die Einrichtung des die Kunststrassen im Königreich Bayern befahrenden Fuhrwerks betreffend[1]) lauten:

Art. 1. **Auf sämtlichen Staatsstrassen und auf denjenigen Kreis- und Bezirksstrassen, welche bereits kunstmässig oder doch vollkommen fahrbar hergestellt sind, muss alles Fuhrwerk, welches dem Handels- und Gewerbezwecke dient oder Gegenstände verführt, die zum Verkaufe oder zur Verarbeitung für den Verkauf bestimmt sind, nach Massgabe der Anzahl der angespannten Zugtiere mit Radfelgen versehen sein, welche mindestens nachbezeichnete Breite haben:**

Tabelle 6.

Das noch heute in Bayern gültige Gesetz vom 25. Juli 1850.

Bezeichnung des Fuhrwerks und Anspannes	Breite der Felgen im			
	rheinisch. Mass	bayerischen Mass		pfälzisch. Mass
	12 teil Zoll	12 teil. Zoll	Linien	cm
1. Zweiräderig. Fuhrwerk m. 2 Pferden bespannt	4	4	$3^1/_2$	10,5
2. „ „ „ 3 od. 4 „ „	6	6	$5^1/_2$	15,7
3. Vierräderig. „ „ 2 „ „	$2^1/_2$	2	$8^1/_2$	6,6
4. „ „ „ 3 od. 4 „ „	4	4	$3^1/_2$	10,5
5. „ „ „ 5 bis 8 „ „	6	6	$5^1/_2$	15,7

Art. 2. Wenn an einem Fuhrwerke Räder von verschiedener Felgenbreite angebracht sind, darf jedenfalls die Felge keines Rades eine geringere, als die der Bespannung des Fuhrwerks entsprechende Breite haben, den Fall einer augenblicklichen Aushülfe infolge eines Radbruches ausgenommen.

Art. 3. Bezüglich der Bespannung werden 2 Ochsen, Stiere, Kühe oder Esel einem Pferde gleich gerechnet.

Art. 4. Zweiräderiges Fuhrwerk mit mehr als 4 und 4 räderiges mit mehr als 8 Zugtieren zu bespannen, ist verboten, ausser wenn die Ladung aus einer unteilbaren Last, z. B. grossen Bausteinen und dergleichen, welche eine zahlreichere Bespannung erfordert, besteht. Solcher Transport mit mehr als 8 Zugtieren darf nur unter den von der einschlägigen königlichen Kreisregierung, Kammer des Innern, für jeden einzelnen Fall zu bestimmenden Vorkehrungen geschehen.

[1]) Gesetzblatt f. d. Königreich Bayern, S. 321—334. Stoll, Das Hoch-, Strassen-, Brücken- und Wasserbauwesen usw., München 1867, S. 359.

Art. 5. Unter die im Art. 1 angeführte Bespannung sind jene Zugtiere nicht zu rechnen, welche als Vorspann angewendet werden, wenn

a) die Strasse eine Neigung hat, für welche bei dem Abwärtsfahren das Einlegen des Radschuhes vorgeschrieben ist;
b) eine Strassenstrecke in einem Zustande sich befindet, welcher die Umbauung erfordert;
c) wenn ausserordentlich starker Schneefall oder plötzlich eingetretenes Tauwetter eine Vermehrung der Bespannung unumgänglich nötig macht.

Die königl. Kreisregierungen, Kammern des Innern, haben dergleichen unter lit. a und b begriffene Strassenstrecken durch örtliche Kundmachung und durch Anschlag zu bezeichnen und sind ermächtigt, aus Rücksicht auf die in kurzen Abständen sich wiederholenden Strassensteigungen diese Ausnahmebestimmung bezüglich des Vorspannes auch noch auf andere Wegstrecken auszudehnen.

Art. 6. Von den in Art. 1 über die Radfelgenbreite enthaltenen Vorschriften sind ganz befreit:

a) Das landwirtschaftliche Fuhrwerk im engeren Sinne, welches zum Betriebe der landwirtschaftlichen Arbeiten und Verrichtungen, dann zur Beifuhr der für den eigenen ökonomischen Bedarf des Landwirtes als solchen erforderlichen Materialien dient, sodann das 4räderige, 2spännige Fuhrwerk, durch welches selbst erzeugte landwirtschaftliche Produkte mit eigenem Geschirr zu Markt gebracht werden;
b) das Fuhrwerk, welches bei dem Wiederaufbau der durch die Elemente zerstörten Bauwerke in dringenden Fällen zur Beibringung von Baumaterialien ohne Lohnanspruch geleistet wird (sogenannte Bittfuhren);
c) Luxus- und Reisewägen, sowie das bloss zum Personentransport dienende Fuhrwerk, vorbehaltlich der Bestimmung des nachstehenden Art. 8.

Art. 7. Ebenso findet die Vorschrift der Felgenbreite auf dasjenige Fuhrwerk keine Anwendung, welches, zunächst für blosse Verbindungs-, dann Feld- und Waldwege bestimmt, nur eine ganz kurze Strecke auf Staats-, Kreis- und Bezirksstrassen (Art. 1) zu fahren veranlasst ist.

Die königl. Regierungen, Kammern des Innern, haben diese kurzen Strecken, wo eine solche Ausnahmsbestimmung zulässig ist, durch örtliche Kundmachungen im Anschlag zu bezeichnen.

Art. 8. Die Breite der Felgen aller Postwägen (zum Personen- und Warentransport) dann aller zum gewerbsmässigen Personentransport gebrauchten Wägen wird bei einer Bespannung von 3 und mehr Pferden zu mindestens $2^1/_2$ Zoll rheinisch (2 Zoll, $8^1/_2$ Linien bayerisch) oder 6,6 cm festgesetzt.

Art. 9. Auf allen Staats-, Kreis- und Bezirksstrassen ist für alles Fuhrwerk ohne Unterschied, mit einziger Ausnahme des Militär-Transport- und Geschütz-Fuhrwesens, verboten, mit Radfelgen zu fahren, an welchen

a) die Köpfe der Radnägel oder Schrauben nicht eingelassen sind, sondern vorstehen, oder
b) deren Radbeschlag, das ist der auf die Radfelge aufgelegte Metallreif, so konstruiert ist, dass er keine gerade Oberfläche bildet; die durch Abnützung bewirkte Abrundung der Reifränder wird jedoch als dieser Vorschrift nicht zuwiderlaufend erachtet.

Bei 4räderigem, 2spännigem Fuhrwerk ist es hinreichend, wenn die Köpfe der Nägel auf dem Reife platt geschlagen sind, so dass dieselben keine kopfähnliche kantige Erhöhung bilden.

Art. 12. Für den Grenzverkehr mit benachbarten Staaten können hinsichtlich der Breite der Radfelgen erleichternde Modifikationen im Verordnungswege bestimmt werden usw.

Eine Ministerial-Bekanntmachung vom 19. Februar 1852 betrifft den Vollzug des Art. 12 des erwähnten Gesetzes, d. h. die Übereinkunft mit der k. k. österreichischen Regierung bezüglich des Grenzverkehrs.

Durch Landesgesetz vom 1. Juli 1856 wird Art. 5 des Gesetzes vom 25. Juli 1850 am Schlusse mit folgendem Beisatze versehen:

„ingleichen dem regelmässigen Bodenfuhrwerke für die Zeit vom ersten November bis letzten Marz, sowie bei neuer Bekiesung die Bespannung der mit vierzölligen Radfelgen versehenen Wagen bis zu 6 Pferden zu gestatten."

In Braunschweig sollte nach dem Gesetze vom 25. November 1839 kein gewerbsmässig betriebenes Frachtfuhrwerk, an dem der Beschlag der Radfelgen nicht mindestens $4^2/_5$ Zoll Breite hätte, auf den Strassen zugelassen werden, und das Gewicht der Ladungen sollte betragen in der Jahreszeit vom 15. November bis 15. April:

A. für vierräderige Wagen
a) bei einer Felgenbreite von weniger als $4^2/_5$″ 5000 Pfd.
b) „ „ „ „ $4^2/_5$—$5^1/_2$″ 6600 „
c) „ „ „ „ $5^1/_2$—$6^3/_5$″ 8800 „
d) „ „ „ „ $6^3/_5$″ und mehr 11000 „

B. für zweiräderiges Fuhrwerk mit bezüglich gleichen Felgenbreiten die Hälfte der obigen Gewichte; in der Jahreszeit vom 15. April bis 15. November:

A. für vierräderige Wagen
a) bei einer Felgenbreite von weniger als $4^2/_5$″ 7200 Pfd.
b) „ „ „ „ $4^2/_5$—$5^1/_2$″ 8800 „
c) „ „ „ „ $5^1/_2$—$6^3/_5$″ 11000 „
d) „ „ „ „ $6^3/_5$″ und mehr 13200 „

B. für zweiräderiges Fuhrwerk mit bezüglich gleichen Felgenbreiten die Hälfte der obigen Gewichte.

Im Jahre 1840 wurde aber durch ein Gesetz die Bestimmung, dass gewerbsmässig betriebenes Frachtfuhrwerk mit Radfelgen von unter $4^2/_5$ Zoll Breite auf den Strassen nicht verkehren dürfe, wieder aufgehoben und bestimmt, dass in- und ausländisches Frachtfuhrwerk mit Rädern von geringerer Felgenbreite auf den Strassen zugelassen werden sollte, wenn nur die gesetzlich bestimmte Ladung nicht überschritten würde[1]).

Wie aus den vorstehend angeführten Beispielen ersichtlich ist, haben die französischen Versuche und die durch dieselben berichtigten Anschauungen über die Bedeutung der Felgenbreite in den meisten der seit den vierziger Jahren erlassenen gesetzlichen Bestimmungen mehr oder weniger Berücksichtigung gefunden. Neuerdings tritt das Bedürfnis zur Abänderung auch dieser Gesetzesbestimmungen immer mehr in den Vordergrund, da sie für die jetzigen Verkehrsverhältnisse auf den Landstrassen und die übliche Bauweise derselben nicht mehr passen wollen, ganz abgesehen davon, dass ihre Durchführung mit grossen Schwierigkeiten verbunden ist. Bezüglich der Verkehrsverhältnisse ist an die wesentliche Veränderung zu erinnern, welche dieselben durch den Bau der Eisenbahnen erlitten, indem das durchgehende Frachtfuhrwerk fast ganz verschwunden und durch landwirtschaftliche Fahrzeuge ersetzt ist, während sich der schwere Wagenverkehr auf kürzere, die Zufuhr zu den Bahnhöfen u. dgl. vermittelnde Strassenlinien verdichtet. Und was die üblichen verbesserten Bau- und Unterhaltungsweisen betrifft, so macht sich geltend, dass jetzt viel häufiger als früher besseres Strassenbaumaterial aus grösserer Entfernung beziehbar ist und durch planmässige Benützung schwerer Walzen bei Bau und Unterhaltung der Strassen eine höhere Widerstandsfähigkeit der Fahrbahnen erzielt werden kann.

Die in den Verordnungen öfters festgehaltene Unterscheidung zwischen gewerbsmässigem und landwirtschaftlichem Fuhrwerke ist jedenfalls hinfällig geworden, auch lässt sich eine Milderung der verhältnismässig strengen bestehenden Vorschriften sehr wohl befürworten. Wie weit man jedoch hierbei im einzelnen gehen könne, lässt sich im allgemeinen schwer entscheiden. Es kommen dabei örtliche Verhältnisse viel zu sehr in Betracht, auch gewähren die vorliegenden Versuchsergebnisse keine genügende Grundlage, da sie nicht auf alle auftauchenden Fragen befriedigende Aufschlüsse zu geben vermögen. Jedenfalls wird es empfehlenswert sein, von Staats wegen hauptsächlich allgemeine Bestimmungen zu treffen, Einzelbestimmungen aber, wie sie durch die jeweiligen, verschiedenartigen Verhältnisse bedingt werden, orts- und bezirkspolizeilichen Verfügungen möglichst zu überlassen, ein Verfahren, das schon in dem französischen Gesetze vom Jahre 1851 und in dem für die altpreussischen Provinzen gültigen Gesetze vom 20. Juni 1887 zur Anerkennung gelangte, eine noch weiter gehende Berücksichtigung aber in Baden gefunden hat.

---

[1]) **Ahlburg**, Der Strassenbau, Braunschweig 1870, S. 18. 1′ braunschw. = 0,2854 m.

Sehr lehrreich in mancher Hinsicht sind die in Preussen seit Ende der siebziger Jahre gepflogenen Beratungen über eine neue Gesetzgebung, die schliesslich nur zu dem Gesetze vom 20. Juni 1887 führten [1]).

Rad-belastung.

Bei Zusammenstellung der Gewichte der die Strassen in der Regel befahrenden Wagen traf man, wenigstens früher, nur selten auf ein Gesamtgewicht von mehr als 8000 kg, ein Umstand, der z. B. fühlbar wurde, wenn es sich um die Ausführung von Probebelastungen von Strassenbrücken handelte. Auch die in die gesetzlichen Vorschriften seinerzeit mittel- oder unmittelbar aufgenommenen Grenzwerte der Belastung stimmen damit ungefähr überein. Wenn z. B. gefordert wird, dass ein vierräderiger Wagen höchstens mit 8 Pferden bespannt werden soll, so ist damit ein Grösstwert der Belastung festgestellt, der sich auf folgende Weise berechnen lässt:

Wie später besprochen werden wird, kann man als Zugkraft eines mittelstarken Pferdes 75 kg annehmen; hiervon dürfen jedoch, falls vier Pferdepaare zusammenarbeiten, nur 50 Prozent in Ansatz gebracht werden, so dass diese zusammen eine Zugkraft von $8 \,.\, 0{,}5 \,.\, 75 = 300$ kg durchschnittlich auszuüben vermögen. Auf wagrechten Kleinschlagbahnen mit der Widerstandszahl $\mu = \frac{1}{30}$ würde sich aus der Beziehung $Z = \mu \,.\, Q$ die mit 8 Pferden zu befördernde Gesamtlast zu

$$Q = 30 \,.\, 300 = 9000 \text{ kg}$$

berechnen.

Neuerdings, nachdem der Strassenoberbau widerstandsfähiger zur Ausführung gelangt, kommen auf manchen Strassenlinien auch wesentlich schwerere Fahrzeuge gewöhnlicher Art vor. Einige Bemerkungen hierüber siehe später auf S. 54.

Aus der folgenden Tabelle, welche mit Benützung der von **Bokelberg** [2]) angegebenen Gewichte von **Nessenius** [3]) zusammengestellt wurde, sind Abmessungen und Eigengewichte verschiedener Fahrzeuge zu entnehmen.

Tabelle 7.

Abmessungen und Eigengewicht der Strassenfuhrwerke.

Bezeichnung des Fuhrwerks	Abmessungen in m			Gewicht in kg			
	Achsenstand	Oberwagen ohne Deichsel		Zahl der Zugtiere			
		Breite	Länge	1	2	3	4
1. Kutschen v. leichter Bauart	—	—	—	350	700	—	—
2. Droschken und schwere Kutschen	1,5—2,0	1,6—1,7	2,4—3,0	500	900	—	—
3. Wagen der grossen Berliner Pferde-Eisenbahn [1]) 22 Prs.	1,4—2,4	2,0—2,1	4,5— 8,0	1650	—	—	—
26 „				1650	—	—	-
32 „				—	2250	—	—
56 „				—	4200	—	—

[1]) v. D. Sind die gesetzlichen Bestimmungen für den Fuhrverkehr auf den Kunststrassen noch zeitgemäss?, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1883, S. 410. V. Die gesetzlichen Bestimmungen für den Fuhrverkehr auf den Kunststrassen, Ebenda 1884, S. 69. **Zöller**, Die gesetzlichen Bestimmungen über die Breite der Radfelgen und die Ladegewichte der Fuhrwerke, Ebenda 1890, S. 191.

[2]) **Bokelberg**, Über Strassengefälle und deren Einfluss auf die Nutzleistung der Zugtiere, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1855, S. 73.

[3]) **Nessenius**, Der Strassenbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 98.

Bezeichnung des Fuhrwerks	Abmessungen in m			Gewicht in kg			
	Achsenstand	Oberwagen ohne Deichsel		Zahl der Zugtiere			
		Breite	Länge	1	2	3	4
4. Leichtes Landfuhrwerk[2])	2,0—3,0	1,7—2,0	2,5—5,0	400	600	—	800
5. Schweres "				—	900	—	1200
6. Leichtes Lastfuhrwerk	—	—	—	700	1250	1400	1600
7. Schweres "	—	—	—	—	2000	2500	3000
8. Holstein'sches Frachtfuhrwerk	—	—	—	bis	1250	bis	2500
9. Leichter Omnibus	1,4—1,8	2,0—2,1	3,0—4,0	—	1000	—	--
10. Schwerer "				—	2000	—	—
11. Englische Diligencen[3])	—	—	—	—	1000	—	—
12. Postwagen	—	—	—	600	900	—	1750
13. Rollfuhrwerk	2,0—3,5	1,8—2,0	4,0—6,0	—	—	—	—
14. Möbeltransportwagen	2,0—3,5	2,0—3,0	4,0—6,0	—	—	—	—
15. Bollée'scher Dampfstrassenwagen[4])	2,25	2,2	5,4	10600			
16 Chaussee-Walzen	—	1,0—1,5[5])	—	4000 bis 10000[6])			
17. Dampfwalzen[7])	2,2—3,5	1,1—2,6	—	11000 bis 30000			

Bemerkungen hierzu:

Für die Deichsel, bezw. für die Bespannung sind zu den angegebenen Zahlen noch 1,8 bis 3,2 m Länge zuzusetzen.

1) Das Gewicht der Achsen und Räder allein beträgt 450—700 kg.

2) Erntewagen haben eine Breite bis 3,2 m und die Ladehöhe 3,5 m.

3) Gewicht einschliessl. der Reisenden, des Gepäcks etc. bis zu 3000 kg.

4) Das Gewicht der Hinterachse beträgt 7700 kg.

5) Die Breitenangabe bezieht sich auf den Zylinder.

6) Unbeschwert 4000—7000 kg., künstlich belastet 7000—10000 kg.

7) Die Achsen sind gewöhnlich ungleich belastet.

Für beladene 4räderige Fahrzeuge gibt Bokelberg[1]) Mittelwerte:

Tabelle 8.

Gesamtgewicht beladener Strassenfuhrwerke nach Bokelberg.

Bezeichnung des Fuhrwerks.	Gewicht in kg	
	einspännig	zweispännig
Schwerbeladene Kutschen und Reisewagen (Postwagen) . . .	900	1600
Leichtes Landfuhrwerk	1200	—
Landfuhrwerk, starker Bauart	1600	3400
Lastfuhrwerk mit schmalen Radfelgen	2400	4800
Frachtfuhrwerk	2800	5400—6800
Überladene Frachtwagen mit 6" breiten Rädern in wirklich vorgekommenen Fällen	13000—20000	
Transportwagen mit einer leichten Lokomotive beladen ungefähr	24000	
desgleichen mit einer schweren Lokomotive beladen etwa	32000	

Demgegenüber gibt Laissle[2]) Hauptabmessungen nebst Eigengewicht und Nutzlast verschiedener süddeutscher Fuhrwerke aus neuerer Zeit an, die als Mittelwerte gelten können:

---

1) Kaven, Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften usw. Der Wegbau, Hannover 1870, S. 97.

2) Laissle, Der Strassenbau, Handbuch d. Ingenieur-Wissenschaften, I. Bd., VIII. Kap. 3. Aufl., S. 16.

Tabelle 9.

Abmessungen und Gewichte von Strassenfuhrwerken nach Laissle.

Bezeichnung des Fahrzeugs.	Rad-Durchmesser	Felgen-Breite	Achsenstand	Spurweite	Länge	Breite	Höhe	Eigengewicht	Nutzlast
					des Wagens ohne Deichsel				
	m	cm	m	m	m	m	m	kg	kg
Gewöhnliches Landfuhrwerk	{ 0,92 1,17	6,5—7,0	2,4—3,5	1,15-1,20	4,0—5,0	1,75	1,6	600—1000	2000—2500
Gewöhnliche Ernte- und Heuwagen	{ 0,92 1,17	6,5—7,0	3,5	1,15-1,20	5,0	3,0—3,5	3,8—4,5	600—1000	2500—3000
Droschken u. Equipagen	{ 0,95 1,15	4,5—5,0	2,25	1,25-1,35	—	—	2,0	600—700	—
Pritschenwagen z. Bahnhofverkehr	{ 0,75 0,90	7,0—8,0	2,5—3,0	1,2	4,0—4,5	1,75	1,4—1,5	1000—1300	2500—4000
Möbelwagen 4spännig	{ 0,75 0,92	9,0—10,0	2,9	1,35	4,85	2,3	3,1	2200	5000—6000
Strassenbahnwagen (Elektr. Motorw.)	{ 0,80 0,80	—	1,55	1,0	7,0	2,05	3,115	6500	2500
Langholzfuhrwerk für Stämme von 1 m Länge	{ 0,9 1,15	6,5—8,0	$^{2}/_{3}$ l	1,15	l	—	—	800—1200	bis zu 4000
Motorwagen für Güterbeförderung von Daimler	{ 0,95 1,05	9,0	2,62	1,30	5,2	1,7	—	2150	2500

Bei der Wagenlänge ist die Deichsel nicht mitgerechnet und sind hierfür noch ungefähr 4—5 m, im Mittel 4,2 m zuzuschlagen.

Die Strassenbahnwagen haben 18 Sitz-, 12—14 Stehplätze.

Bei den Daimlerwagen kommen vom Gewicht 1700 kg auf die Vorder-, 2950 kg auf die Hinterachse.

Sehr bedeutende Achsen- und Radbelastungen ergeben sich in besonderen Fällen, wie schon aus den vorstehenden Tabellen entnommen werden kann, bei der Beförderung grosser unteilbarer Werkstücke und Maschinenteile; auch die Strassenwalzen bewirken meist besonders starke Belastungen. Walzen und ungewöhnliche Fahrzeuge sind deshalb die massgebenden Verkehrslasten, wenigstens für einzelne Konstruktionsteile der Strassenbrücken. Näheres hierüber ist unter „Belastung der Strassenbrücken“ angegeben.

Ausserdem ist, wie schon oben bemerkt worden, nicht zu übersehen, dass die Achsenbelastungen der Strassenfuhrwerke in neuerer Zeit zum Teil eine Erhöhung erfahren haben. In der Rheinprovinz z. B. ist „bei einem Ladegewichte der Fuhrwerke von 5000 kg mit einem Raddruck von 3000 kg zu rechnen, welcher Raddruck sich bei den schweren Karren des Niederrheins auf 4000 bis 4500 kg steigern kann und es betragen auf einzelnen Strecken diese schweren Fuhrwerke bis zu 25 v. H. des Gesamtverkehrs.“[1]) Nach einer anderen Mitteilung beträgt die gewöhnliche Achslast nur ausnahmsweise weniger als 3000 kg und es gehören Achslasten von 7500 kg und höher durchaus nicht zu den Seltenheiten, namentlich bei den vierräderigen sogenannten Kippwagen, die am Niederrhein vielfach in Gebrauch sind, bei denen fast die ganze Last auf einer Achse ruht. Diese schweren Fuhrwerke machen dabei auf manchen Strecken 30—40 % des ganzen Verkehrs aus[2]).

[1]) Schaum, Über Kleinpflasterungen auf den Provinzialstrassen der Rheinprovinz, Deutsche Bauz. 1898, Nr. 99, S. 635.

[2]) Esser, Über die Bewährung und wirtschaftliche Bedeutung des Kleinpflasters. Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1898, S. 857.

Bewegungs-Widerstände.

Wie schon im Eingange der Betrachtungen über Strassenfuhrwerke ausgesprochen wurde, ist es Aufgabe des Wagenbauers bei Herstellung jener auf möglichste Abminderung der Bewegungswiderstände bedacht zu sein. Die Wege zur Erreichung dieses Zieles lassen sich am besten übersehen, wenn man zunächst den Wert der einzelnen Widerstände rechnerisch festzustellen sucht.

Bei der Bewegung gewöhnlicher Strassenfuhrwerke auf wagrechter Bahn kommen hauptsächlich zweierlei Widerstände in Betracht: Die Zapfenreibung in den Radnaben und verschiedenartige am Umfange der Räder hervortretende Widerstände, die zusammen mit dem Namen „Rollende Reibung" (wälzende R.) bezeichnet zu werden pflegen; der Luftwiderstand kann bei den üblichen Geschwindigkeiten der Landstrassenfuhrwerke vernachlässigt werden.

1. Zapfenreibung.

Die Achsen der Karren und Wagen sind bekanntlich an den Wagengestellen festgemacht und es drehen sich um dieselben unabhängig voneinander die zugehörigen Räder. Würden auch diese fest an der Achse sitzen, ein Zustand, wie er durch Bremsung herbeigeführt werden kann, so würde sich an der Berührungsstelle jeden Rades mit der Strassenoberfläche, falls sein Gewicht R und der Reibungskoeffizient μ wäre, gleitende Reibung im Betrage μ R geltend machen, und dieser Reibungsbetrag müsste durch die Zugkraft überwunden werden [1]).

Drehen sich aber die Räder um ihre festliegende Achse, veranlasst durch die am Radumfange hervortretenden Widerstände, so entsteht ein Schleifen der Nabe auf ihrem Achsschenkel und infolgedessen abermals gleitende Reibung, deren Betrag sich im Hinblick auf Abb. 15 leicht feststellen lässt.

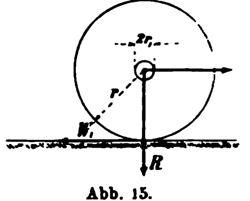


Abb. 15.

Ist nämlich W_1 der am Radumfange auftretende, die Drehung bedingende Widerstand, R das gesamte auf einem Achsschenkel ruhende Gewicht, r der Halbmesser des Rades und r_1 jener der Nabe, beziehungsweise des Achsschenkels, auf dessen Mitte bezogen, endlich μ' der Reibungskoeffizient für Reibung zwischen Nabe und Achse, so gilt offenbar

$$W_1 \, r = \mu' R \, . \, r_1$$

und folglich

$$W_1 = \frac{r_1}{r} \, . \, \mu' R \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4$$

Sobald der Widerstand W_1 kleiner ist als diese Gleichung verlangt, so dreht sich das Rad nicht mehr, sondern es schleift auf der Strasse. Demnach misst W_1 die gleitende Zapfenreibung, bezw. die Zugkraft, die zu deren Überwindung erforderlich ist.

Man erkennt zunächst den Vorteil, der in der Verwendung von Räderfuhrwerken an Stelle von Schleifen auf rauher Strassenoberfläche liegt, denn die zur Fortbewegung des gebremsten Rades erforderliche Zugkraft

$$W' = \mu R$$

ist offenbar grösser als der Kraftbetrag

---

[1]) Der Reibungskoeffizient μ kann bei den mässigen Fahrgeschwindigkeiten der Strassenfuhrwerke für alle diese gleichwertig angenommen werden.

$$W_1 = \frac{r_1}{r} \cdot \mu' R$$

weil μ' kleiner als μ und $\frac{r_1}{r}$ ein echter Bruch. Ausserdem ist nun aber auch erwiesen, dass es zweckmässig sei, grosse Räder[1]) und dünne Achsschenkel zu wählen und auf gute Schmierung der letzteren zu halten.

2. Rollende Reibung.



Mit diesem Namen wird der Widerstand bezeichnet, der am Umfange der Räder hervortritt. Derselbe ist verschiedener Art je nach der Beschaffenheit der Strasse und er setzt sich in der Regel aus mehreren dem Wesen nach nicht übereinstimmenden Teilen zusammen. Eine scharfe Rechnung zu seiner Bestimmung ist deshalb kaum durchführbar; immerhin aber können theoretische Untersuchungen unter gewissen beschränkenden Voraussetzungen angestellt werden, die zur Klärung der Sache dienen und sich zu Schlussfolgerungen verwerten lassen.



Gleichungen von Brix und Gerstner.

Steht ein belastetes Wagenrad auf wagrechter, widerstandsfähiger Strassenbahn, so erleidet im allgemeinen sowohl diese wie jenes geringe Formänderungen; das Rad drückt eine Vertiefung in die Bahn und erfährt selbst dabei eine Abplattung. Die Grösse dieser Formänderungen hängt von der Art des Stoffes ab, aus dem Rad und Strassenkörper besteht, sie nehmen aber jedenfalls solange zu, bis die hierdurch im Innern der sich berührenden Körper entstehenden Widerstände eine entsprechende Grösse erreicht haben.

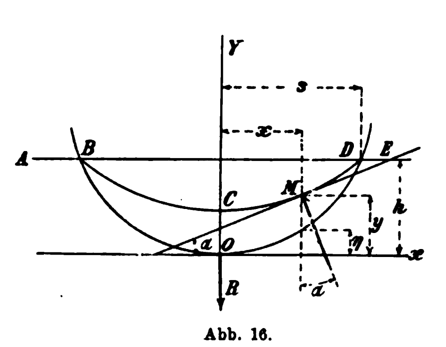


Abb. 16.

Die wohl allgemein gemachte Voraussetzung

die einer Verdrückung sich entgegenstellende innere Widerstandskraft sei der Grösse der Verdrückung direkt proportional

kann als eine befriedigende bezeichnet werden.

Hiernach ergibt sich[2]), wenn Abb. 16 entsprechend, AE und BOD die Form der Strassenoberfläche und des Rades vor Eintritt der Formänderung, BCD aber die Berührungsfläche beider nach erfolgter Formänderung darstellt, an irgend einem Punkte M dieser Fläche mit den Koordinaten x, y in Bezug auf das rechtwinklige Achsenkreuz XOY für den

inneren Widerstand der Unterlage die Grösse $(h - y)\,\varepsilon$

„ „ des Radkranzes „ „ $(y - \eta)\,\varepsilon' = [h - \eta - (h - y)]\,\varepsilon'$

mit ε und ε' zwei von der Natur der sich berührenden Körper abhängige Verhältniszahlen bezeichnet.

[1]) Es mag hier an die Versuche Morin's und eine Bemerkung aus Morin, Expériences sur le tirage des voitures, Metz und Paris 1839, S. 84 erinnert werden. Demnach betrug die Ladung der einspännigen, vierräderigen Wagen, der sogenannten Comtois, deren Vorderräder einen Durchmesser $2\,r = 1{,}1$ bis 1,3 m hatten, in ebenen Gegenden 1000 bis 1100 kg und darüber, während die mehrspännigen gewöhnlichen Frachtwagen bei 0,8 bis 0,9 m Raddurchmesser auf denselben Strassen nur 700—800 kg Ladung für das Pferd zeigten.

[2]) Die folgende Untersuchung stimmt im wesentlichen mit jener überein, die Brix in seinem Werke „Über die Reibung und den Widerstand der Fuhrwerke auf Strassen von verschiedener Beschaffenheit", Berlin 1850, S. 162 gegeben hat.

Da nach vollständiger Ausbildung der Formänderungen die beiderseitigen inneren Widerstände an jedem Punkte der Berührungsfläche auch unter sich im Gleichgewichte stehen, so hat man den Zusammenhang

$$(h - y)\,\varepsilon = [h - \eta - (h - y)]\,\varepsilon'$$

oder

$$h - y = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}(h - \eta) \quad . \quad . \quad (5$$

Anderseits wird die Gesamtheit der von der Strasse geleisteten Widerstände mit der Belastung R des Rades im Gleichgewichte sein und folglich die Summe der lotrechten Seitenkräfte dieser senkrecht zur Berührungsfläche zu denkenden Widerstände der Last R entsprechen müssen.

Heisst du die Länge eines Bogenelementes in M, und wird mit b die Breite des Radkranzes bezeichnet, so ist der auf den Streifen b.du treffende Widerstand der Unterlage

$$b\,.\,du\;(h - y)\,\varepsilon = b\,.\,du\,.\,\frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}(h - \eta)$$

und die lotrechte Seitenkraft dieses Widerstandes

$$b\,.\,du\,.\,\frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}(h - \eta)\frac{dx}{du} = b\,.\,\frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}(h - \eta)\,dx$$

und endlich die Summe der lotrechten Seitenkräfte aller Widerstände

$$2b\frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\int_{x=0}^{x=s}(h - \eta)\,dx = \frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\,.\,b\,.\,(\text{Fläche BOD}) \quad . \quad . \quad (6$$

Sohin ist der Gesamtwiderstand, den der Strassenkörper dem Einsinken des Rades entgegensetzt, proportional dem Inhalte der Höhlung, die dem in seiner Form nicht veränderten Radkranze entsprechen würde, und der Gleichgewichtszustand zwischen Belastung und Widerstand wird durch die Gleichung

$$R = \frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\,.\,b\,.\,(\text{Fläche BOD}) \quad . \quad . \quad . \quad (7$$

ausgedrückt.

Bewegt sich das Rad, veranlasst durch eine in seiner Achse wagrecht wirkende Kraft P vorwärts, so werden alle in der Bewegungsrichtung liegenden Berührungspunkte des Radumfangs mit der Bahn dieselben Lagenänderungen wie Punkt C in Abb. 16 erleiden, nur treten jetzt gegen früher als das Rad sich in Ruhe befand, folgende Änderungen ein:

Es wird in jedem Augenblick der Bewegung eine Berührung des Radkranzes mit seiner Unterlage wegen der unvollkommenen Elastizität der in Frage stehenden Massen nur nach der halben Fläche BCD (Abb. 16) stattfinden und der in dieser Fläche hervortretende Gesamtwiderstand der Unterlage ist gleich und entgegengesetzt der Mittelkraft aus den beiden Kräften R und P.

Infolgedessen geht die oben aufgestellte Gleichung über in

$$R = \frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\,.\,b\,.\,\tfrac{1}{2}\,\text{Fläche (BOD)} \quad . \quad . \quad (8$$

oder, wenn man bei der Kleinheit der Formänderungen die Fläche BOD als einen Parabelabschnitt auffasst, also

$$\tfrac{1}{2}\,\text{Fläche BOD} = \tfrac{2}{3}\,h\sqrt{r^2 - (r - h)^2} = \tfrac{2}{3}\,h\sqrt{2rh}$$

setzt, auch in

$$R = \frac{\varepsilon\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\,.\,b\,.\,\tfrac{2}{3}\,h\sqrt{2rh} \quad . \quad . \quad . \quad (8a$$

Ausserdem muss die Summe der wagrechten Seitenkräfte aller Widerstände der Zugkraft P gleich sein, es muss also stattfinden

$$P = b \cdot \frac{\varepsilon \varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'} \int_{\eta = o}^{\eta = h} (h - \eta)\, dy \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9$$

Da $$y = h - \frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}(h - \eta) \text{ und } dy = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'} \cdot d\eta,$$

so erhält man mit Rücksicht hierauf

$$P = b\,\varepsilon \left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\right)^2 \cdot \int_o^h (h - \eta)\, d\eta = \tfrac{1}{2}\,\varepsilon \left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\right)^2 \cdot bh^2 \quad . \quad (9a$$

Vereinigt man endlich die beiden Ausdrücke für R und P, indem man

aus ersterem $$h = \tfrac{1}{2} \sqrt[3]{\left(\frac{\varepsilon + \varepsilon'}{\varepsilon \varepsilon'}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{9 R^2}{b^2 r}}$$

entnimmt und in die Gleichung für P einsetzt, so findet man

$$P = \tfrac{3}{8} \sqrt[3]{\frac{3}{\varepsilon}\left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{R^4}{br^2}} \quad . \quad . \quad (10$$

Gerstner[1]) hat den Fall behandelt, dass sich das Rad auf einer weichen knetbaren Bahn bewegt und infolgedessen nur diese einen Eindruck erleidet. Die von ihm entwickelte Gleichung lautet

$$P = \tfrac{3}{8} \sqrt[3]{\frac{3}{\varepsilon}} \cdot \sqrt[3]{\frac{R^4}{br^2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11$$

und sie ergibt sich aus der allgemeineren Gleichung 10 für $y = \eta$ oder für $\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'} = 1$, wenn man $\frac{1}{\varepsilon}$ statt $\frac{1}{\varepsilon}\left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\right)^2$ setzt.

Während also der Faktor $\tfrac{3}{8} \sqrt[3]{\frac{3}{\varepsilon}\left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon + \varepsilon'}\right)^2}$ in der Gleichung 10 sowohl von der Beschaffenheit der Strasse, wie auch des Rades abhängig ist, wird der Wert des entsprechenden Faktors in der vereinfachten Gleichung 11 lediglich durch den Zustand der Strassenbahn bedingt. Im übrigen sei nur noch darauf hingewiesen, dass nach der vorstehenden Entwickelung der Widerstand der rollenden Reibung umgekehrt proportional dem $r^{\frac{2}{3}}$ gefunden wird.

Dupuit's Gleichung.

Dupuit[2]) hat auf Grund einiger wenigen Versuche, wobei er hölzerne und eiserne Zylinder auf einer Holzbahn rollen liess, gefunden, dass der Widerstand der rollenden Reibung direkt proportional der Last und umgekehrt proportional der Grösse $\sqrt{2r}$ sei, eine Gesetzmässigkeit, die sich auch ergibt, wenn man die wagrecht gerichtete Kraft bestimmt, die in der Höhe der Achse eines

[1]) Gerstner, Zwei Abhandlungen über Frachtwägen und Strassen und über die Frage, ob und in welchen Fällen der Bau schiffbarer Kanäle, Eisenwege oder gemachter Strassen vorzuziehen sei. Prag 1813, S. 11. Sodann: Handbuch der Mechanik, 1. Bd., S. 580, § 537.

[2]) Dupuit, Essais et Expériences sur le tirage des voitures et sur le frottement de seconde espèce, Paris 1837.

belasteten Rades erforderlich wäre, um dasselbe über eine kleine Erhöhung seiner Bahn zu heben.

Nach Abb. 17 ist nämlich

$$P \,.\, r \cos\alpha = R \,.\, r \sin\alpha, \text{ oder } P = R \,.\, \operatorname{tg}\alpha$$

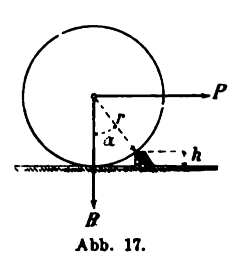


Abb. 17.

und weil $\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sqrt{r^2 - (r-h)^2}}{r-h}$, oder, da h jedenfalls klein ist im Verhältnis zu r, $\operatorname{tg}\alpha = \sqrt{\frac{2h}{r}}$, daher

$$P = R \,.\, \sqrt{2h} \cdot \frac{1}{\sqrt{r}} \quad . \quad (12$$ [1])

wonach sich der Widerstand der rollenden Reibung umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus dem Radhalbmesser darstellt.

Schliesslich sei noch bemerkt, dass Morin in Übereinstimmung mit Coulomb annimmt, die rollende Reibung sei umgekehrt proportional der ersten Potenz des Radhalbmessers.

Die Gleichung 10 von Brix ist ein entsprechender Ausdruck der Verhältnisse, wenn die Räder auf ebener, glatter und sehr widerstandsfähiger Bahn, etwa aus sorgfältig gefügten Steinplatten laufen, während die Gerstner'sche Formel (Gl. 11) auf den oft vorkommenden Fall passt, dass die ebene Bahn in ihren oberen Teilen aus knetbarem Stoffe besteht; die Dupuit'sche, bezw. Couplet'sche Gleichung aber lässt sich bei einer rauhen, holperigen Strassenoberfläche anwenden, trägt jedoch den Verhältnissen nicht genügend Rechnung, indem sie den Umstand unberücksichtigt lässt, dass beim Übersetzen von Erhöhungen (und Vertiefungen) ein Verlust an Zugkraft auch durch das Anstossen der Räder an jene entsteht. Hierüber hat Gerstner[2]) folgende besondere Betrachtung angestellt:

Kraftverlust beim Stoss des Rades an ein Hindernis.

Stösst ein Rad vom Gewichte R mit der Geschwindigkeit v gegen ein Hindernis von der Höhe h (Abb. 18), so geht, Rad und Hindernis unelastisch gedacht, von dieser Geschwindigkeit ein Teil vom Betrage $v \,.\, \sin\alpha$ verloren und das Rad bewegt sich in dem Kreisbogen OO'O'' mit der Anfangsgeschwindigkeit

$$v_1 = v \,.\, \cos\alpha$$

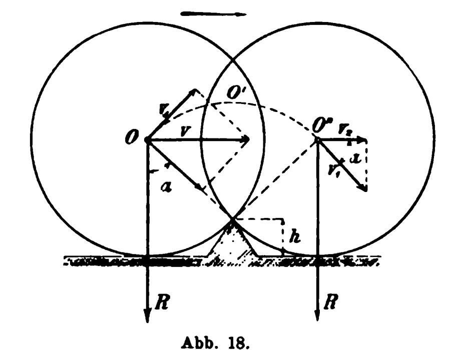


Abb. 18.

weiter, die auf dem Wege OO' um einen gewissen Betrag abnimmt, auf der zweiten Hälfte O'O'' des Weges aber um ebensoviel wieder wächst, so dass das Rad, bei O'' angelangt, mit der Geschwindigkeit v_1 unter dem Winkel α gegen die Wagrechte weiterzugehen strebt. Dem widersetzt sich aber die wagrechte Strassenoberfläche, es geht abermals ein Betrag $v_1 \,.\, \sin\alpha$ verloren und es verbleibt dem Rade für seine Bewegung in horizontaler Richtung nur noch die Geschwindigkeit

$$v_2 = v_1 \,.\, \cos\alpha = v \,.\, \cos^2\alpha$$

[1]) Couplet soll diese Gleichung in den Memoiren der Pariser Akademie vom 29. April 1793 entwickelt haben.

[2]) Gerstner, Handbuch der Mechanik, 1. Bd., Prag 1831, S. 575, § 532.

Der ganze durch das Hindernis veranlasste Geschwindigkeitsverlust beträgt sohin

$$v - v \cos^2 \alpha = v \cdot \sin^2 \alpha = \frac{2\,vh}{r}$$

weil nach der Abbildung $\sin \alpha = \frac{\sqrt{r^2 - (r - h)^2}}{r}$ stattfindet, wofür man näherungsweise $\sin \alpha = \sqrt{\frac{2h}{r}}$ setzen darf, wenn die Erhöhung h im Verhältnis zu r klein ist. Soll sich das Rad stets mit der gleichen Geschwindigkeit v bewegen, so muss dieser Verlust durch die Zugtiere wieder ersetzt werden, und zwar innerhalb der Zeit $t = \frac{e}{v}$, falls die Hindernisse im Abstande e aufeinander folgen. Eine Kraft P nun, die der Masse $\frac{R}{g}$ innerhalb der Zeit $\frac{e}{v}$ die Geschwindigkeit $\frac{2\,vh}{r}$ zu erteilen vermag, berechnet sich zu

$$P = \frac{R}{g} \cdot \frac{\frac{2\,vh}{r}}{\frac{e}{v}} = 4\,R \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{h}{er} \quad . \quad . \quad . \quad (13$$

Hieraus ist zu ersehen, dass der Kraftverlust infolge Anstossens der Räder an ein Hindernis mit dem Gewichte des Rades, der Höhe des Hindernisses und dem Quadrate der Geschwindigkeit wächst, dagegen in dem Masse abnimmt, als der Radhalbmesser und die Strecken zunehmen, in welchen die einzelnen Hindernisse aufeinander folgen.

Kraftverlust beim Rollen des Rades über Pflaster.

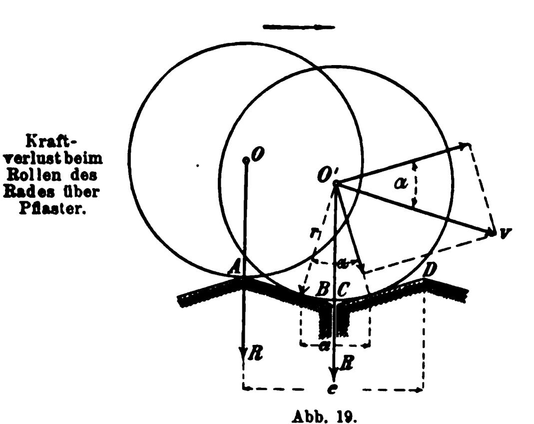


Abb. 19.

Eine ähnliche Untersuchung Gerstner's gibt den Kraftverlust beim Rollen des Rades über eine gepflasterte Fahrbahn. Der Vorgang hierbei wird am deutlichsten, wenn man sich die Steine im Zustande der Abnützung, und zwar von der Mitte ihrer Kopffläche nach den Fugen hin eben abfallend denkt. Das Rad sinkt von der höchsten Stelle eines Steines zu der tieferliegenden Fuge, steigt am nächstfolgenden Steine in die Höhe, um von da abermals in eine Fuge herabzugleiten usw. Bei jedem Anstosse ergibt sich ein Kraftverlust. Bewegt sich z. B. das Rad nach Abb. 19 in der Richtung des Pfeils von der Stellung O aus auf der schiefen Ebene AB abwärts, so kann man zunächst von der hierbei eintretenden Geschwindigkeitsmehrung absehen, weil dieselbe bei dem darauffolgenden Berganrollen wieder aufgezehrt wird, und lediglich die Geschwindigkeit v in Rechnung ziehen, die das Rad in der Lage O besass. Beim Stoss gegen die schiefe Ebene CD geht der Betrag $v \cdot \sin \alpha$ verloren und die Bewegung aufwärts erfolgt nur noch mit der Geschwindigkeit $v \cdot \cos \alpha$.

Der Verlust an Geschwindigkeit infolge des Stosses ist also

$$v - v \cos \alpha = v\,(1 - \cos \alpha)$$

oder, weil der Abbildung entsprechend

$$\sin\frac{\alpha}{2} = \frac{a}{2r},\ \cos\frac{\alpha}{2} = \frac{\sqrt{r^2 - \frac{a^2}{4}}}{r},\ \cos\alpha = 1 - \frac{a^2}{2r^2} \text{ stattfindet,}$$

auch

$$v(1 - \cos\alpha) = \frac{v a^2}{2 r^2}$$

Ist e der Abstand der gleich gross gedachten Pflasterstücke voneinander und daher $t = \frac{e}{v}$ die Zeit zwischen zwei aufeinanderfolgenden Anstössen, so muss in dieser Zeit der vorstehend berechnete Geschwindigkeitsverlust durch Aufwand an Zugkraft wiederersetzt werden. Die von den Pferden hierbei mit Ausübung der Kraft P geleistete Arbeit ist ebensogross als ob sie in der genannten Zeit die Geschwindigkeit einer Masse $\frac{R}{g}$ von dem Werte 0 auf den Wert $\frac{v a^2}{2 r^2}$ gebracht hätten. Dies führt auf die Beziehung

$$P \cdot \tfrac{1}{2} \frac{v a^2}{2 r^2} t = \tfrac{1}{2} \frac{R}{g} \left(\frac{v a^2}{2 r^2}\right)^2$$

woraus dann unter Berücksichtigung des Wertes $t = \frac{e}{v}$ die Gleichung

$$P = R \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{a^2}{r^2 e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14$$

folgt. Demnach nimmt auch hier der Verlust an Zugkraft infolge der Stosswirkung mit der Grösse der Radlast, dem Quadrate der Fahrgeschwindigkeit und dem Quadrate der Strecke a zu, dagegen wird der Kraftverlust durch grosse Räder und grosse gegenseitige Abstände (e) der Pflastersteine vermindert. Bemerkenswert mag der Schluss sein, dass es sich hiernach empfiehlt auf gepflasterten Strassen schwer zu laden und langsam zu fahren.

Die bei der vorstehenden Entwickelung festgehaltenen Verhältnisse der Grössen a, e und r zueinander und die dadurch bedingte Senkung des Rades sind zwar in Wirklichkeit kaum zutreffend; immerhin aber kann auch diese Einzeluntersuchung ganz wohl zum Verständnis der keineswegs einfachen Vorgänge beitragen. Aus den verschiedenen Untersuchungen ist jedenfalls zu erkennen, dass ein zutreffender, allgemeiner Ausdruck für die Gesamtheit der Widerstände, die man rollende Reibung nennt, nicht aufgestellt werden kann; ein solcher hätte übrigens auch für die Anwendung keine besondere Bedeutung, weil die in ihm vorkommenden Erfahrungszahlen doch nicht bekannt wären und Zahlenrechnungen deshalb nicht ausgeführt werden könnten.

In der Folge mag daher für die rollende Reibung der Ausdruck

$$W_2 = R \cdot \Phi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15$$

festgehalten werden, wobei Φ eine Funktion aller Einfluss nehmenden Grössen ist, in der namentlich auch der Radhalbmesser in solcher Verbindung erscheinen muss, das W_2 mit wachsendem r abnimmt.

3. Gesamtwiderstand der Bewegung.

Wagrechte Bahn

Die Summe der Bewegungswiderstände, die ein vierräderiger Lastwagen auf **wagrechter** Strassenbahn verursacht, wäre sohin nach Gleichung 4 und 15, wenn

Q das Gewicht des Wagens samt Ladung,
Q_1 das um das Eigengewicht der 4 Räder verkleinerte Q,
r einen aus den Halbmessern der Vorder- und Hinterräder berechneten Mittelwert

bedeutet, und angenommen wird, dass sich die Last Q_1 gleichmässig auf die einzelnen Räder verteile,

$$W = 4 \cdot \frac{r_1}{r} \mu' \cdot \frac{Q_1}{4} + 4 \cdot \frac{Q}{4} \cdot \Phi$$

oder, wenn man sich gestattet, im Hinblick auf den zu erzielenden Genauigkeitsgrad der Rechnung den Unterschied zwischen Q und Q_1 unberücksichtigt zu lassen

$$W = \left(\frac{r_1}{r} \mu' + \Phi\right) Q,$$

oder mit Rücksicht darauf, dass die im Klammerausdruck vereinigten Erfahrungszahlen gewöhnlich nur in ihrer Gesamtheit erhoben werden.

$$W = \mu \cdot Q \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16$$

so dass nun μ den Widerstandskoeffizienten kurzweg bedeutet.

Die parallel zur Bahn gedachte Zugkraft während der Bewegung müsste demnach mindestens den Betrag

$$Z = \mu Q \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17$$

haben[1]).

Steigende Bahn

Bei der Bewegung des Wagens auf steigender Bahn kann man ohne grossen Fehler annehmen, dass die vorstehend vorausgesetzte gleichmässige Verteilung der Wagenlast auf alle Räder auch jetzt noch vorhanden sei, dagegen hat man zu berücksichtigen, dass sich das Gewicht Q nun in zwei Seitenkräfte senkrecht und gleichlaufend zur schiefen Bahnebene zerlegt, deren erste den Wert der Reibungswiderstände bedingt, während die andere selbst als Widerstand auftritt. Hiernach ergibt sich für den Gesamtwiderstand, wenn die Bahn den Winkel α mit der Wagrechten einschliesst,

$$W = Q \sin \alpha + \mu Q \cos \alpha = Q (\sin \alpha + \mu \cos \alpha)$$

oder, wenn bei der Kleinheit des Winkels α und in der Überlegung, dass der Genauigkeitsgrad aller hier einschlägigen Untersuchungen nur ein geringer ist, den sin mit der tg verwechselt und $\cos \alpha = 1$ setzt.

$$W = Q (\mu + \operatorname{tg} \alpha) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18$$

Diese Gleichung gibt auch die zur Fortbewegung des Wagens erforderliche Zugkraft, jedoch nur für den Fall, dass es sich um einen Seilbetrieb mit feststehender Kraftmaschine oder überhaupt um die Anwendung von Naturkräften handelt. Bei Verwendung von Zugtieren dagegen ist noch besonders zum Ausdruck zu bringen, dass deren Leistungsfähigkeit mit der Steigung der Bahn wechselt und sehr rasch abnimmt, wenn die Steilheit des Weges wächst. Gewöhnlich nun geschieht dies in der Art, dass man die parallel zur schiefen Ebene gerichtete Seitenkraft des Tiergewichtes, nämlich $G \sin \alpha = G \operatorname{tg} \alpha$ als einen zu überwindenden Widerstand auffasst und demnach annimmt, der Gesamtwiderstand betrage

[1]) Manche Ingenieure tragen übrigens dem Umstande, dass die Zugtiere zur Fortbewegung ihres eigenen Körpers auch auf der wagrechten Strecke einen gewissen Kraftaufwand machen müssen, durch Benützung der Gleichung $Z = \mu Q + \mu_1 G$, oder $Z = \mu (Q + G)$ Rechnung, unter G das Gewicht des Zugtieres verstanden. Man kann aber ebensogut, wie oben geschehen, bei der Gleichung (17) bleiben und die Zugkraft Z, die das Tier zur Fortbewegung der Wagenlast tatsächlich aufzuwenden vermag, entsprechend kleiner annehmen.

$$W = \mu Q + (Q + G) \operatorname{tg} \alpha \quad . \quad . \quad . \quad (18a$$

und die parallel zur Bahn gedachte Zugkraft

$$Z = \mu Q + (Q + G) \operatorname{tg} \alpha \quad . \quad . \quad . \quad (19$$

Die Gleichung 19 gibt also die Zugkraft an, die erforderlich ist um eine gegebene Last Q auf einer um den Winkel α geneigten Strasse bergan zu schaffen. Umgekehrt ergibt sich aus dieser Gleichung mit

$$Q = \frac{Z - G \operatorname{tg} \alpha}{\mu + \operatorname{tg} \alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20$$

die Last, die auf derselben schiefen Ebene durch eine gegebene Zugkraft noch befördert werden kann. Aus der Gleichung für Z erkennt man, dass schon bei einer Steigung $\operatorname{tg} \alpha = \mu$ die aufzuwendende Zugkraft mehr als doppelt so gross wie auf der Wagrechten sein muss, und die Gleichung für Q lässt erkennen, dass bei solcher Auffassung der Sache auf einer Steigung $\operatorname{tg} \alpha = \frac{Z}{G}$ das Pferd überhaupt keine Last mehr fortzuschaffen imstande sein würde.

Der Umstand, dass die Leistungsfähigkeit des Zugtieres in dem Masse abnimmt als der Neigungswinkel α an Grösse zunimmt, ist auch schon in der Art rechnerisch ausgedrückt worden, dass man den erfahrungsgemäss feststehenden Grenzfall, wonach das Pferd bei einem Winkelwert von ungefähr $\alpha = 30^0$ überhaupt keine Zugkraft mehr auszuüben vermag, in Rücksicht bringt und die mit α wechselnde Zugkraft gleich $Z(1 - 2 \sin a) = Z(1 - 2 \operatorname{tg} \alpha)$ setzt. Man erhält dann an Stelle der Gleichung 19 folgende

$$Z(1 - 2 \operatorname{tg} \alpha) = Q(\mu + \operatorname{tg} \alpha)$$

woraus

$$Z = \frac{(\mu + \operatorname{tg} a)}{1 - 2 \operatorname{tg} \alpha} \cdot Q \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (19a$$

und

$$Q = \frac{(1 - 2 \operatorname{tg} \alpha)}{\mu + \operatorname{tg} a} \cdot Z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20a$$

entnommen werden kann.

Fallende Bahn.

Bisher war nur von der Fahrt auf wagrechter oder steigender Strasse die Rede. Wesentlich anders gestalten sich die Verhältnisse auf fallenden Strassenstrecken bei der Talfahrt. Hier wirkt die parallel zur schiefen Ebene gerichtete Seitenkraft des Wagengewichtes vermindernd auf die Reibungswiderstände, so dass nur noch der Betrag

$$W = \mu Q \cos \alpha - Q \sin \alpha = Q(\mu - \operatorname{tg} \alpha) \quad . \quad . \quad (21$$

durch die Zugkraft zu überwinden ist. Indem weiter auch die relative Schwere des Pferdegewichtes in der Richtung der Bewegung wirkend zu denken ist, gilt nun

$$Z = \mu Q - (Q + G) \operatorname{tg} \alpha \quad . \quad . \quad . \quad (22$$

Solange diese Gleichung positive Werte für Z liefert, solange also die Zugtiere auch abwärts noch ziehend arbeiten müssen und sogenannte „Zuggefälle" vorliegen, besteht gegen ihre Verwendung kein Bedenken. Sobald aber auf steileren Strecken Z negativ ausfällt, so zeigt zwar die Gleichung noch an, dass nun eine Kraft aufgewendet werden muss, um den Wagen zurückzuhalten; die Grösse der angegebenen Kraft aber wird keineswegs der Wirklichkeit entsprechen, weil die Art der Leistung und die Grösse der Leistungsfähigkeit der Tiere beim Aufhalten des Wagens ganz verschieden von jener beim Ziehen ist. Erfahrungsgemäss ist diese Leistungsfähigkeit eine geringe, so zwar, dass den Tieren auf stärkeren Gefällen durch Bremsen der Wagen zu Hilfe gekommen werden muss und man in diesem Falle von „Bremsgefällen" spricht[1]).

[1]) Bockelberg schätzt die Aufhaltekraft, die eingeübte Pferde auf Gefällsstrecken zu äussern vermögen, ungefähr gleich der Hälfte ihrer Zugkraft. (Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1855, S. 65.)

Trotzdem behalten manche Ingenieure die Gleichung (22) für ihre Berechnungen bei, öfters aber wird unter der Voraussetzung, dass sämtliche Fahrzeuge mit Bremsvorrichtungen ausgerüstet sind, auch angenommen alle Gefällsstrecken eines Strassenzuges, auf denen keine Zugkraft ausgeübt zu werden braucht, seien den wagrechten Strecken desselben gleichwertig zu erachten und diesen zuzuzählen.

4. Bestimmung des Widerstandskoeffizienten μ.

Zur Feststellung der unter verschiedenen Umständen gültigen Werte von μ sind im Laufe der Zeit wiederholt Versuche durchgeführt worden, selten jedoch in solcher Ausdehnung, dass befriedigende Schlüsse daraus gezogen werden könnten.

Versuche von geringerer Ausdehnung.

Eine umfassende Zusammenstellung auch der älteren Versuche dieser Art findet sich z. B. bei Morin, sodann in dem Buche von Brix[1]); dieselben sollen hier jedoch nur kurz erwähnt werden, weil sie zu wenig gleichartig sind, als dass ihre Ergebnisse miteinander in Beziehung gesetzt werden könnten.

1. Versuche von Edgeworth, bekannt gemacht zuerst in den Abhandlungen der kgl. Akademie von Irland im Jahre 1797, sodann in einer besonderen, 1817 zu London erschienenen Schrift „An Essay on the construction of roads and carriages etc. by Richard Lowell Edgeworth“.

2. Versuche des Grafen Rumford (Sir Benjamin Thompson), mitgeteilt der physikalischen Klasse des Instituts vom 15. April 1811, und abgedruckt in der Revue Britannique vom Jahre 1816; (siehe auch Borgnis, Traité complet des machines, T. I, p. 118 und einen Auszug davon in Gilbert's Ann. der Physik, Bd. 38, S. 331).

Aus den Rumford'schen Versuchen ergab sich namentlich die Tatsache, dass der Bewegungswiderstand auf Pflaster mit der Geschwindigkeit wächst, auf Sommerwegen aber nahezu unverändert bleibt. Auch ergab sich daraus die Folgerung, dass breite Radfelgen geringere Widerstände verursachen als schmale.

3. Versuche von Benjamin Bevan, angestellt 1824, mitgeteilt in Philosophical Magazine, Vol. VII, p. 286; auch in Steenstrup, Leitfaden zur Anlage und Unterhaltung der Landstrassen, Kopenhagen 1843, S. 39; sodann Dingler's polyt. Journal, 36. Bd, 1830, S. 374.

4. Versuche von J. Mac Neill aus dem Jahre 1830, mitgeteilt in dem Berichte von Telford über den Zustand der Holyhead-Strasse etc. (Siehe Alexander Gordon, histor.-prakt. Abhandlung über Fortbewegung ohne Tierkraft mittels Dampfwagen auf gewöhnlichen Strassen. Aus dem Englischen, Weimar 1833, S. 273.)

5. Versuche von Corrèze und Manès, Ann. des ponts et chaussées Mém. 1832, 1. Sem. p. 145, 172, sodann Debauve, Manuel de l'ingénieur, 9e fasc., Paris 1873, p. 13.

6. Versuche von Minard aus dem Jahre 1807, Ann. des ponts et chaussées Mém. 1832, 2. Sem. p. 125, 133.

7. Mitteilungen in Navier, Considérations sur les principes de la police du roulage et sur les travaux d'entretien des routes, Paris 1835, p. 109.

8. Einzelne Angaben von Versuchsergebnissen in den Werken verschiedener Schriftsteller, wie Gerstner, Umpfenbach, Navier u. anderer.

Von neueren Versuchen seien ebenfalls nur erwähnt die vom preuss. Wegbaumeister Kossak zu Cöslin, veröffentlicht in der Schrift: Ermittelung der Zugkraft, welche zur Fortbewegung der Fuhrwerke auf verschiedenen Strassen erforderlich ist, Danzig 1844; und Versuche der kgl. bayerischen Artillerie unter der Überschrift: Resultate dynamometrischer Fahrversuche der kgl. bayerischen Feldartillerie 1843 und 1844 bekannt gegeben.

Morin's Versuche aus den Jahren 1837 und 1838.

Von ganz besonderer Bedeutung sind die von Morin ausgeführten Versuche, auf die hier näher eingegangen werden soll und zwar zunächst auf die in den Jahren 1837 und 1838 auf Veranlassung des französischen Kriegsministers

[1]) Brix, Über die Reibung und den Widerstand der Fuhrwerke auf Strassen von verschiedener Beschaffenheit, Berlin 1850, S. 169 ff.

ausgeführten[1]). Morin verwendete zu diesen umfangreichen Versuchen die in Abb. 20 dargestellte besondere Vorrichtung. Dieselbe bestand aus einer gusseisernen, in Zapfenlagern eines Gestelles drehbaren Welle, auf der an Stelle von Rädern kreisrunde, gusseiserne Scheiben von 0,787 m Durchmesser, sowie Belastungszylinder aufgekeilt wurden. Indem man mehr oder weniger Scheiben aufeinander legte und miteinander verschraubte, und indem man eine grössere oder kleinere Anzahl von Belastungszylindern aufsteckte, konnte man, sozusagen, Räder mit wechselnder Felgenbreite herstellen und deren Belastung beliebig verändern. Das Gestell dieser Vorrichtung endigte nach vorn in eine gabelförmige Deichsel, die durch Gegengewichte ausbalanciert war. Zwischen Wagscheit und Gestell wurde der mit Zeichenstift versehene Kraftmesser eingeschaltet[2]).

Ausser dieser Vorrichtung kamen Fahrzeuge verschiedener Art zur Benützung, namentlich Lastwagen, Postwagen und Geschütze, an deren Vordergestell der Kraftmesser in geeigneter Weise eingeschaltet worden war.

Die Versuche, durch welche der Einfluss des Radhalbmessers, der Felgenbreite, der Fahrgeschwindigkeit, der Zugstrangneigung und der Tragfedern der Wagen festgestellt werden sollte, wurden nun in der Art ausgeführt, dass das

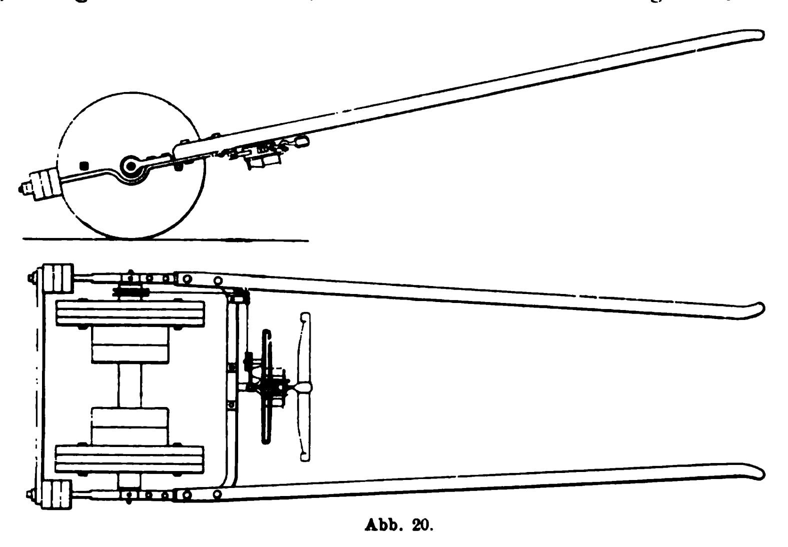


Abb. 20.

betreffende Fahrzeug durch die Versuchsstrecke bewegt, die hierzu erforderliche Zugkraft gemessen, das Gewicht des Fahrzeugs und seiner Ladung, sowie die Grösse seiner Räder und die Stärke der Achsschenkel, wie endlich die Lage der Zugstränge und die Neigung der Bahn erhoben und schliesslich der Wert der rollenden Reibung berechnet wurde. Letztere ergab sich bei wagrechter Versuchsstrecke als Unterschied des gemessenen Gesamtwiderstandes und der für sich bestimmten Zapfenreibung; bei steigender oder fallender Bahn war ausserdem noch die Seitenkraft des Wagengewichtes parallel zur schiefen Ebene entsprechend in Ansatz zu bringen. Die Zapfenreibung wurde stets unter Zugrundelegung des Reibungskoeffizienten $f = 0,05$ bestimmt, dessen Wert man durch sorgfältige Schmierung möglichst unverändert zu erhalten suchte.

[1]) A. Morin, Expériences sur le tirage des voitures, faites en 1837 et 1838, Metz et Paris 1839.

[2]) Über diesen und andere zur Verwendung gekommene Kraftmesser siehe: Morin, Déscription des appareils chronométriques à Style et des appareils dynamométrique etc., Paris.

Bei Verwendung seiner Karrenvorrichtung (Abb. 20) benützte Morin als Ausdruck für die rollende Reibung die Gleichung

$$W_2 = 0{,}967\ F \mp (P + p)\ \sin \alpha\ [1] \quad . \quad . \quad (23$$

in der F die von den Pferden ausgeübte Zugkraft,
P das Gewicht der gusseisernen Achse samt ihrer Belastung,
$p = 80$, bez. 115 kg, das Gewicht des Gestells und der Gabeldeichsel,
α den Neigungswinkel der Bahn gegen die Wagrechte

bedeutet, und wobei die nur geringe Zapfenreibung vernachlässigt wurde. Für dieselbe Vorrichtung, aber mit Rädern eines Zwölfpfünders versehen, ergab sich in gleicher Weise

$$W_2 = 0{,}992\ F \mp (P + p)\sin \alpha \quad . \quad . \quad (24$$

da hier der Winkel der Zugstränge mit der Bodenoberfläche ein anderer war. Verwickelter gestaltete sich die Sache bei vierräderigen Fuhrwerken, da alsdann zwischen Vorder- und Hinterachse unterschieden werden musste. Morin (auf S. 8 ff. seines Werkes) nahm schon mit einigen kleinen Vernachlässigungen

$$W_2' + W_2'' = F \cos \beta \mp (P + p' + p'') \sin \alpha - f.\frac{\varrho'}{r'}.P' - f.\frac{\varrho''}{r''}.P'' \quad (25$$

an, worin bedeutet:
W_2' und W_2'' die rollende Reibung an den Vorder- und Hinterrädern.
F die von den Pferden ausgeübte Zugkraft,
β den Winkel, unter dem die Zugstränge gegen die Strassenoberfläche geneigt sind,
P das Gesamtgewicht des Fahrzeugs, ausschliesslich der Räder,
p' und p'' das Gewicht eines Räderpaares vorn, bezw. hinten,
P' und P'' die Teile von P, die auf die Vorder-, bezw. Hinterachse zu rechnen sind,
r' und r'' die Halbmesser der Vorder- und Hinterräder,
ϱ' und ϱ'' die mittleren Schenkelhalbmesser der Vorder- und Hinterachse.
$f = 0{,}05$ der stets gleiche Reibungskoeffizient für die gleitende Reibung an den Achsschenkeln.

Diese Formeln vereinfachten sich noch weiter je nach den besonderen Umständen:

Für alle Versuche, wobei sich das Wagengewicht gleichmässig auf die beiden Achsen verteilte, alle Achsschenkel gleiche Dicke hatten und die Zugstränge nahezu gleichlaufend mit der Bodenfläche gerichtet waren, wenn also

$$P' = P'' = \frac{P}{2},$$
$$\varrho' = \varrho''$$
$$\text{und } \cos \beta = 1$$

gesetzt werden konnte, galt die Formel

$$W_2' + W_2'' = F \mp (P + p' + p'') \sin \alpha - f.\varrho'.\frac{P}{2}\left(\frac{1}{r'} + \frac{1}{r''}\right) \quad (25a$$

Eine weitere Vereinfachung ergab sich für eine grosse Zahl von Versuchen dadurch, dass das Fahrzeug eine Hin- und Herfahrt auf derselben Wegstrecke ausgeführt hatte, so dass bei der Bestimmung des arithmetischen Mittels aus den beiden zusammengehörigen Werten der rollenden Reibung das Glied $(P + p' + p'')\sin \alpha$ ganz in Wegfall kam. In den Zusammenstellungen hat

[1] In dieser Gleichung ebenso wie in der folgenden sind einige Bezeichnungen anders gewählt als bei Morin.

Morin aus diesem Grunde sehr häufig keine Angabe über die Neigungsverhältnisse der durchlaufenen Wege gemacht.

Um endlich einen Vergleich zwischen den unter verschiedenen Umständen gefundenen Werten der rollenden Reibung anstellen zu können führte Morin dieselben auf gleiches Mass und Gewicht (1 m Radhalbmesser und 1 kg Belastung) zurück, indem er das von Coulomb aufgestellte Gesetz festhielt, wonach die rollende Reibung im geraden Verhältnisse zur Belastung und im umgekehrten Verhältnisse zum Raddurchmesser steht. Er berechnete demnach für jeden Versuch aus der Gleichung

$$W_2 = \varphi . \frac{P + p}{r} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (26$$

bezw. aus

$$W_2' + W_2'' = \varphi . \left(\frac{P' + p'}{r'} + \frac{P'' + p''}{r''}\right) \quad . \qquad (26a$$

wenn es sich um vierräderige Wagen handelte, die Verhältniszahl φ, die ebenfalls in den folgenden Tabellen angegeben ist.

Einfluss der Radgrösse. Die erste dieser Tabellen, Nr. 10, enthält die Ergebnisse der Versuche, die Morin ausführte, um den Einfluss des Radhalbmessers auf die Grösse der rollenden Reibung darzutun. Es sind jedoch nicht alle Einzelversuche, sondern nur Mittelwerte aus gleichartigen Versuchen aufgenommen. Was die Ausführung derselben betrifft, so wurden 100—520 m lange, wagrechte, steigende und fallende Strassenstrecken im Schritt (1,02 bis 1,64 m/Sek.) befahren.

Tabelle 10.

Morin's Versuche vom Jahre 1838 über den Einfluss des Rad-Durchmessers. Mittelwerte aus 44 Versuchen.

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Rad-Durchmesser		Felgenbreite	Gesamtgewicht des Fahrzeugs P'+P''+p'+p''	Belastung 2er Achsschenkel		Eigengewicht 2er Räder		Zapfen-Reibung	Rollende Reibung	Verhältniszahl	Anzahl d. zu einem Mittel zusammengefassten Versuche
		vorn 2r'	hinten 2r''			vorn P'	hinten P''	vorn p'	hinten p''	W_1	W_2	φ	
		m	m	cm	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg		
	1. Versuchsreihe. Mit einem 16pfündigen Belagerungsgeschütz, 2spännig.												
1	Strasse von Metz	1,100	1,100	10,8	3865	1580	1580	352	352	10,60	93,23	0,0133	7
2	nach Thionville,	1,564	1,564	10,0	3715	1537	1537	320	320	7,25	55,75	0,0117	2
3	gut unterhalten,	1,564	1,564	10,0	3650	1505	1505	320	320	7,10	52,15	0,0112	3
4	etwas feucht, die	2,050	2,050	10,0	3990	1583	1583	412	412	5,79	55,02	0,0141	3
5	Decklage zu Tage liegend	2,050	2,050	10,0	3925	1550	1550	412	412	5,68	52,59	0,0137	5
	2. Versuchsreihe. Mit demselben Geschütz, 4spännig.												
6	Strasse v. Thion-	1,100	1,100	10,8	3865	1580	1580	352	352	10,60	314,67	0,0448	4
7	ville, 4—5 cm	1,564	1,564	10,0	3650	1505	1505	320	320	7,25	230,25	0,0493	3
8	hoch neu bekiest	2,050	2,050	10,0	3990	1583	1583	412	412	5,79	191,83	0,0493	4
	3. Versuchsreihe. Mit einem Müllerwagen, 4spännig.												
9	Boden des Poly-	0,817	1,255	11,3	3373	1279	1742	138	214	11,80	148,13	0,0225	3
10	gons zu Metz,	0,817	1,255	11,3	3373	1057	1964	138	214	11,60	138,73	0,0217	3
11	etwas feuchte Rasendecke	0,817	1,255	11,3	3373	2301	720	138	214	12,90	190,60	0,0256	3
	4. Versuchsreihe. Mit einem auf 6 Federn ruhenden Wagen der Messageries générales, 2spännig.												
12	Rue Stanislas in Paris, mit	0,840	1,180	8,0	3288,9	1353,7	1582,2	148	205	9,13	77,50	0,0117	2
13	Sandstein von Fontainebleau gepflastert; in gutem Zustande	1,180	1,500	8,0	3355,9	1353,7	1582,2	205	215	6,81	57,96	0,0115	2

Die Versuchsstrecken lagen zum Teil in der Steigung, zum Teil im Gefälle, manche waren auch horizontal.

Die Morin'sche Tabelle enthält mehrere Druckfehler, auch haben sich einige Fehler bei Berechnung der Grösse φ eingeschlichen.

Aus der Angabe dieser Tabelle lässt sich ein bestimmtes Gesetz über rollende Reibung nicht ableiten. Morin glaubte allerdings, aus der ziemlich guten Übereinstimmng der für φ gefundenen Werte schliessen zu können, dass das der Berechnung dieser Werte zugrunde liegende Coulomb'sche Gesetz hierdurch als richtig erwiesen sei, allein schon Brix (S. 185 und 186) hat gezeigt, dass mit gleichem Rechte auch andere Gesetzmässigkeiten als erwiesen gelten könnten, und Morin selbst ist später von seiner Anschauung aus dem Jahre 1838 einigermassen zurückgekommen. Fruchtbringender sind die Versuche Morin's über den Einfluss der Felgenbreite, deren Mittelwerte in Tabelle 11 zusammengestellt sind.

Einfluss der Felgenbreite.

Tabelle 11.

Morin's Versuche vom Jahre 1838 über den Einfluss der Felgenbreite. Mittelwerte aus 197 Versuchen.

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Raddurchmesser 2r m	Felgenbreite cm	Gesamtgewicht des Fahrzeugs P + p kg	Zugkraft in der Richtung der Strassenoberfläche ausgeübt kg	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältniszahl φ	Anzahl d. zu einem Mittel zusammengefassten Versuche	Bemerkungen
	5. Versuchsreihe. Morin's Karrenvorrichtung (Abb. 20), mit 2 Pferden.								
1	Boden des Exerzier-	0,787	4,5	1045,6	252,75	252,75	0,0950	4	p bedeutet das
2	hauses der Artillerie-	„	9,0	1335,0	267,33	267,33	0,0791	3	Gewicht des Ge-
3	und Genieschule zu	„	13,5	1441,1	270,70	270,70	0,0741	5	stells und der
4	Metz, 12—15 cm hoch	„	18,5	1380,0	221,33	221,33	0,0630	6	Gabeldeichsel.
5	mit einem Gemenge	„	22,5	1664,5	259,33	259,33	0,0612	6	Dasselbe betrug
	von Sand und Kies								bei Nr. 1—9 115,2 kg
	frisch überdeckt.								„ 10 - 12 80,0 „
									„ 13 70,4 „
									„ 14—17 115,0 „
									„ 20—25 80,0 „
	6. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung, mit 4 Pferden.								
6	Boden des Polygons	0,787	4,5	1042,0	159,92	159,92	0,0603	6	
7	zu Metz vor den Be-	„	9,0	1335,0	209,20	209,20	0,0616	5	
8	lagerungs - Batterien,	„	13,5	1447,5	179,56	179,56	0,0478	5	
9	feuchter Rasen, ein	„	28,0	1958,0	204,67	204,67	0,0405	3	
	wenig weich								
	7. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung, mit 1—2 Pferden.								
10	Boden des Hofes im	0,787	9,0	1011,8	81,65	81,65	0,0318	2	* Es waren die
11	Arsenal zu Metz,	„	13,5	1025,7	77,05	77,05	0,0298	2	Räder eines Zwölf-
12	trockener Rasen	„	26,0	1918,6	121,75	121,75	0,0246	2	pfünders aufge-
13		1,482*	7,4	2163,2	112,60	112,60	0,0383	3	steckt.
	8. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung, mit 2 Pferden.								
14	Strasse nach den Bat-	0,787	4,5	1042,0	85,75	85,75	0,0323	2	Die Ergebnisse
15	terien des Polygons	„	9,0	1335,0	128,50	128,50	—	1	des unter 15 aufge-
16	zu Metz, feucht, die	„	13,5	1447,5	124,55	124,55	0,0332	2	führten Versuchs
17	Decklage in gutem	„	28,0	1958,2	149,25	149,25	0,0301	2	wurden von Morin
	Zustande								ausgeschlossen.

Nr.	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Raddurchmesser 2r	Felgenbreite	Gesamtgewicht des Fahrzeugs P + p	Zugkraft in der Richtung der Strassenoberfläche ausgeübt	Rollende Reibung W_2	Verhältniszahl	Anzahl d. zu einem Mittel zusammengefassten Versuche	Bemerkungen
		m	cm	kg	kg	kg	φ		
	9. Versuchsreihe. Artilleriewagen mit 4 Pferden.								
18	Chaussee am Polygon zu Metz, mittelmässig unterhalten, 5—8 cm hoch mit sehr zähem Kot bedeckt, der sich an die Räder hängte	1,15 / 1,584	7,4	2746,0	193,50	193,50	0,0452	2	
	Morin's Karrenvorrichtung, mit 3 Pferden.								
19		0,787	28,0	1958,2	215,00	215,00	0,0432	2	
	10. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung, mit 1 und 2 Pferden.								
20	Strasse der Kehle des Forts Belle-Croix zu Metz, in gutem Zustande, dichte Decklage, sehr wenig Schotterstücke zu Tage liegend, trocken, mit wenig Staub bedeckt	0,787	9,0	1011,8	50,04	29,14	0,0114	5	
21		0,787	13,5	1549,57	66,14	37,10	0,0094	8	
22		0,787	26,0	1918,6	77,20	47,53	0,0101	6	
	11. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung, mit 2 Pferden.								
23	Pflaster aus Sandstein von Sierck auf der Arsenalbrücke und der Rampe vor der Artillerieschule	0,787	9,0	1011,8	59,84	24,80	0,0095	5	
24		0,787	13,5	1549,6	74,62	39,03	0,0100	6	
25		0,787	26,0	1918,6	105,4	40,23	0,0082	4	

Die in dieser Tabelle niedergelegten Versuchsergebnisse, die Morin auch im Bilde zur Darstellung brachte indem er die Felgenbreite als Abszisse und die zugehörige Verhältniszahl φ, oder also die rollende Reibung als Ordinate auftrug, und die mittels der in Abb. 20 dargestellten Vorrichtung durch Bewegung derselben im Schritt auf wagrechten, steigenden und fallenden Strecken von 32—150 m Länge erzielt worden waren, lassen den Schluss zu, dass der Widerstand der rollenden Reibung auf pressbarer Bahn bei wachsender Felgenbreite abnimmt, auf harter, nicht pressbarer, namentlich gepflasterter Bahn aber nahezu unabhängig von der Felgenbreite bleibt.

Morin führt weiter aus, dass die Annahme die Belastung eines Rades verteile sich gleichmässig auf die Breite des Radreifens, keineswegs immer zutreffend sei und erklärt eine Felgenbreite von 15 cm oder mehr nur bei weichen und stark pressbaren Bahnen für zweckmässig, bei beschotterten Strassen aber und noch mehr bei Pflasterstrassen erscheine es unnütz ja schädlich die Breite von 10—12 cm zu überschreiten.

Einfluss der Fahr-Geschwindigkeit.

Eine grosse Anzahl von Versuchen bezog sich auf den Einfluss der Geschwindigkeit, mit der das Fahrzeug bewegt wird. Die durch passende Zusammenfassung ihrer Ergebnisse gewonnenen Mittelwerte sind aus der folgenden Tabelle 12 zu ersehen.

Tabelle 12.

Morin's Versuche vom Jahre 1838 über den Einfluss der Fahrgeschwindigkeit. Mittelwerte aus 197 Versuchen.

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Raddurchmesser vorn 2r' m	Raddurchmesser hinten 2r'' m	Felgenbreite cm	Gesamt-Gewicht des Fahrzeugs P_1 kg	Geschw. der Bewegung m/Sek.	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältnis-Zahl φ	Anzahl der zusammengefassten Versuche
	12. Versuchsreihe. Morin's Karrenvorrichtung mit 2 oder 4 Pferden.								
1	Boden des Polygons zu	0,787	—	4,5	1042,0	1,405	158,25	0,0597	4
2	Metz, Rasen, feucht und	„	—	„	„	2,803	162,23	0,0613	3
3	ein wenig weich	„	—	9,0	1335,0	1,275	208,15	0,0614	2
4		„	—	„	„	3,380	190,95	0,0563	2
5		„	—	13,5	1447,5	1,353	170,23	0,0462	3
6		„	—	„	„	2,605	166,65	0,0453	2
	13. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung mit 3 Pferden.								
7	Boden des Polygons zu	1,582	—	7,4	2163,0	1,333	188,85	0,0647	2
8	Metz, 16—18 cm hoch mit	„	—	„	„	2,860	193,0	0,0661	1
9	Kies beschüttet	„	—	„	„	4,000	211,7	0,0725	1
	14. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung mit 2 und 3 Pferden.								
10	Strasse der Kehle des	1,582	—	7,4	2163,0	1,33	182,13	0,0624	3
11	Forts Belle-Croix, mit	„	—	„	„	3,115	182,20	0,0624	2
12	Kies bedeckter Seitenweg	„	—	„	„	4,59	164,0	0,0562	1
	15. Versuchsreihe. Dieselbe Vorrichtung mit 2 bis 4 Pferden.								
13	Strasse nach den Batterien	0,787	—	4,5	1042,0	1,30	85,0	0,0321	1
14	des Polygons zu Metz, feucht, die Decklage fest und in gutem Zustande	„	—	„	„	2,70	89,8	0,0339	1
15	Dieselbe Strasse, nass und	0,787	—	9,0	1335,0	1,34	124,7	0,0368	2
16	mit Kot bedeckt	„	—	„	„	3,10	127,6	0,0376	1
17	Dieselbe Strasse, ein wenig	0,787	—	13,5	1447,5	1,37	177,95	0,0484	2
18	feucht	„	—	„	„	2,605	172,95	0,0470	2
	16. Versuchsreihe. Munitionswagen, 4spännig.								
19	Boden des Polygons zu	1,150	1,585	7,2	2681,0	1,137	336,70	0,0839	3
20	Metz, durch d. Schmelzen d. Schnees sehr erweicht	„	„	„	„	2,15	355,7	0,0887	1
	17. Versuchsreihe. Morin's Karrenvorrichtung mit 3 Pferden.								
21	Strasse im Hofe des Ar-	0,787	—	26,0	1918,6	1,235	231,25	0,0473	2
22	senals zu Metz, 10—12 cm aufgeschüttet	„	—	„	„	3,22	198,0	0,0408	1
	18. Versuchsreihe. Munitionswagen, 4- bezw. 2spännig.								
23	Strasse von Thionville,	1,150	1,585	7,2	3022	1,50	44,60	0,0090	2
24	die Beschotterung zu Tage	„	„	„	2550	1,658	47,58	0,0125	5
25	liegend, sehr trocken, mit	„	„	„	„	2,285	59,90	0,0157	2
26	wenig Staub bedeckt	„	„	„	2589,4	1,524	34,84	0,0090	5
27		„	„	„	2651	3,183	58,03	0,0155	3
	19. Versuchsreihe. Sechzehnpfünder, 2- bezw. 4spännig.								
28	Strasse von Nancy, zwi-	1,564	1,564	10,0	3715	1,263	53,20	0,0112	3
29	schen Metz und Montigny,	„	„	„	„	1,523	53,40	0,0113	3
30	in ausgezeichnetem Zu-	„	„	„	„	2,447	63,23	0,0133	3
31	stande, kleine Decksteine zu Tage liegend, sehr trocken, ohne Staub	„	„	„	„	3,787	82,17	0,0173	3

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Raddurchmesser vorn 2r' m	Raddurchmesser hinten 2r'' m	Felgenbreite cm	Gesamt-Gewicht des Fahrzeugs P_1 kg	Geschw. der Bewegung m/Sek.	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältnis-Zahl φ	Anzahl der zusammengefassten Versuche
	20. Versuchsreihe.	Dasselbe Geschütz, 4spännig.							
32	Strasse d'Asfeld zu Metz,	1,564	1,564	10	3715	1,232	34,88	0,0074	5
33	Pflaster aus Sandstein von	„	„	„	„	1,553	43,57	0,0092	3
34	Sierck	„	„	„	„	2,237	63,33	0,0133	3
35		„	„	„	„	3,128	91,83	0,0194	4
	21. Versuchsreihe.	Munitionswagen, 4spännig.							
36	Strasse von Thionville,	1,150	1,585	7,2	3022	1,42	249,50	0,0552	2
37	Nebenweg, 4—5 cm hoch	„	„	„	„	2,64	256,3	0,0567	1
38	neu bekiest	„	„	„	„	3,365	250,6	0,0554	2
39		„	„	„	„	4,00	266,0	0,0588	1
	22. Versuchsreihe.	Morin's Karrenvorrichtung mit 2 Pferden.							
40	Rampe vor der Artillerie-	0,787	—	13,5	1549,6	1,197	37,43	0,0095	3
41	schule, Pflaster aus Sand-	„	—	„	„	2,68	71,45	0,0182	2
	stein von Sierck								
	23. Versuchsreihe.	Munitionswagen, 2spännig.							
42	Strasse d'Asfeld, Pflaster	1,150	1,585	7,2	2440,8	1,645	35,75	0,0098	2
	aus Sandstein v. Sierck.								
	24. Versuchsreihe.	Eilpostwagen der Messageries générales, 4spännig.							
43	Strasse von Thionville,	0,880	1,400	11,0	5197,5	1,388	130,63	0,0139	4
44	mit Kot bedeckt, Deck-	„	„	„	2500,0	2,978	90,19	0,0194	8
	lage in gutem Zustande								
	25. Versuchsreihe.	Kalesche, 2spännig.							
45	Strasse von Thionville,	0,922	1,300	6,0	1425,0	1,55	41,4	0,0157	2
46	„	„	„	„	„	2,89	47,95	0,0183	2
47	„	„	„	„	„	3,62	51,6	0,0195	2
	26. Versuchsreihe.	Eilpostwagen der Messageries générales, 4spännig.							
48	Strasse v. Metz n. Nancy	0,900	1,400	11,0	4597	1,43	124,30	0,0154	4
49	zwischen Jouy und Mon-	„	„	„	„	2,353	142,08	0,0176	4
50	tigny, gut unterhalten, be-	„	„	„	„	3,64	157,30	0,0194	4
	regnet, wenig kotig								
51	Dieselbe Strasse ein wenig	0,912	1,400	11,0	4402	1,27	96,8	0,0126	2
52	feucht	„	„	„	4532	2,43	100,20	0,0126	2
53		„	„	„	4597	3,75	115,60	0,0143	2
	27. Versuchsreihe.	Derselbe Eilpostwagen, 4spännig.							
54	Nebenweg derselben Str.,	0,912	1,400	11,0	4402	1,45	159,15	0,0207	2
55	Gleis von 5—6 cm Tiefe,	„	„	„	4597	2,70	180,57	0,0223	3
	an der Aussenseite trocke-								
	ner Staub								
56	Derselbe Nebenweg, 10	0,912	1,400	11,0	4597	1,35	187,7	0,0232	1
57	bis 15 cm tiefes Gleis	„	„	„	„	2,97	219,0	0,0270	1
	28. Versuchsreihe.	Derselbe Eilpostwagen, 2spännig.							
58	Strasse von Thionville,	0,912	1,400	11,0	2300	1,525	40,8	0,0097	4
59	ein wenig feucht, gut fahr-	„	„	„	3700	1,50	59,5	0,0091	1
60	bar, ohne Kot, die Deck-	„	„	„	3830	1,450	69,2	0,0102	3
	lage zu Tage liegend								
	29. Versuchsreihe.	Derselbe Eilpostwagen, 4spännig.							
61	Seitenweg derselben	0,912	1,400	11,0	2300	1,385	183,00	0,0436	2
62	Strasse, 4—5 cm hoch	„	„	„	5165	2,38	447,90	0,0488	1
63	bekiest	„	„	„	2300	4,50	195,10	0,0465	1

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Raddurchmesser vorn $2r'$	Raddurchmesser hinten $2r''$	Felgenbreite	Gesamt-Gewicht des Fahrzeugs P_1	Geschw. der Bewegung	Rollende Reibung W_2	Verhältnis-Zahl φ	Anzahl der zusammengefassten Versuche
		m	m	cm	kg	m/Sek.	kg		
	30. Versuchsreihe.	Derselbe Eilpostwagen.							
64	Strasse d'Asfeld zu Metz,	0,900	1,400	11,0	4441	1,265	62,15	0,0080	2
65	Sandstein - Pflaster von	„	„	„	4402	1,577	67,00	0,0087	3
66	Sierck	„	„	„	4597	2,443	82,35	0,0102	4
67		„	„	„	„	3,558	114,30	0,0141	4
	31. Versuchsreihe.	Chariot mit 6 Federn, 2spännig.							
68	Rue Stanislas zu Paris,	0,84	1,18	8,0	3288	1,345	72,10	0,0110	2
69	Pflaster aus Sandstein	„	„	„	3353	1,645	76,85	0,0114	2
70	von Fontainebleau, in	„	„	„	„	2,335	86,85	0,0129	2
71	gutem Stande	„	„	„	„	3,257	104,27	0,0154	3
	32. Versuchsreihe.	Derselbe Wagen ohne Federn, 2spännig.							
72	Dasselbe Pflaster	0,84	1,18	8,0	3353	1,275	80,85	0,0120	2
73		„	„	„	3288	1,60	104,1	0,0158	1
74		„	„	„	„	2,170	129,1	0,0196	2
	33. Versuchsreihe.	Derselbe Wagen mit 6 Federn, 2spännig.							
75	Dasselbe Pflaster	1,18	1,50	8,0	3355	1,100	62,9	0,0125	2
76		„	„	„	„	1,61	66,9	0,0133	1
77		„	„	„	3420	2,500	73,9	0,0144	2
78		„	„	„	„	3,185	84,5	0,0165	2
	34. Versuchsreihe.	Derselbe Wagen mit 6 Federn, 2spännig.							
79	Dasselbe Pflaster	1,18	1,50	8,0	3420	1,150	54,2	0,0106	2
80		„	„	„	„	1,625	60,4	0,0118	2
81		„	„	„	„	2,405	70,75	0,0138	2
82		„	„	„	„	3,280	89,2	0,0173	3

Diese Tabelle ist aus der Veröffentlichung Morin's vom Jahre 1842 entnommen, weil die Veröffentlichung vom Jahre 1839 offenbar Irrtümer enthält.

Morin zieht aus seinen Versuchen den Schluss, dass bei federlosen Fahrzeugen auf weicher oder lose beschütteter Bahn, wie z. B. auf mehr oder weniger feuchten Rasendecken, auf dicken Kies- oder Sandaufschüttungen, auf pressbaren Erdwegen u. dgl. der Widerstand der rollenden Reibung unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit ist, dass aber eine Abhängigkeit bemerkbar wird, sobald die Bewegung über harte, unebene Strassenflächen erfolgt, auf denen die dann unvermeidlichen Stösse einen Geschwindigkeitsverlust bedingen.

Morin versuchte sodann für den letzteren Fall eine Gesetzmässigkeit aufzufinden, indem er die Geschwindigkeiten als Abszissen und die zugehörigen Verhältniszahlen φ als Ordinaten auftrug. Als geometrischen Ort der so gefundenen Punkte nahm er gerade, gegen die Abszissenachse geneigte Linien von der Gleichung

$$\varphi = \gamma + \delta (v - v') \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad , \quad . \quad (27$$

an, worin

γ den Wert der Verhältniszahl φ bedeutete, der einer zum Ausgang genommenen Geschwindigkeit (v') in m/Sek. entspricht, und

δ eine mit der Beschaffenheit der Strasse und des Fuhrwerks wechselnde Erfahrungszahl.

Wie die federlosen Wagen, so haben sich im grossen und ganzen auch die mit Federn ausgerüsteten verhalten. Auch bei ihnen war der Widerstand der rollenden Reibung unabhängig von der Geschwindigkeit, wenn sie sich auf dem

neben der Fahrbahn hinlaufenden Sommerwege befanden; und da dies auch noch der Fall war, wenn dieser Weg Radspuren (ornières) von 6, 10 und 15 cm Tiefe aufwies, und auch, wenn die Räder der einen Wagenseite auf der befestigten Fahrbahn liefen, so schloss Morin, dass die Fahrgeschwindigkeit um so mehr bei weichen und lose überschütteten Bahnen ohne Einfluss sein müsse. Auf beschotterten Fahrbahnen, deren Decksteine zu Tage lagen, konnte ein Anwachsen des Widerstandes mit der Geschwindigkeit beobachtet werden.

Über den Einfluss der Federn endlich spricht sich Morin dahin aus, dass sich ein solcher beim Fahren auf weichem, sodann ebenem und pressbarem Boden bei den verschiedenen Geschwindigkeiten nicht erweisen lasse, und dass derselbe auch bei harten Strassen, wenn die Bewegung im Schritt geschehe, nur sehr gering zu sein scheine, weil man auf harten Schotter- und Pflasterstrassen mit federlosen Fahrzeugen nahezu dieselben Werte von φ erhält als mit den besten Eilpostwägen. Dagegen lasse sich der grosse Vorteil der Federn bei grösseren Geschwindigkeiten erkennen, indem auf harten Strassen, namentlich Natursteinpflaster, das von der Geschwindigkeit abhängige Glied in der Gleichung für φ um so kleiner ausfalle, je besser die Unterstützung durch Federn sei. Besonders deutlich sei dies bei den Versuchen mit den Wagen der Messageries générales auf den gepflasterten Strassen in Paris hervorgetreten, indem sich die Verhältniszahl $\delta = 0{,}0093$ ergeben habe, als die Federn dieses Wagens künstlich abgesteift worden waren, dagegen $\delta = 0{,}0023$, wenn die sechs Federn frei spielen konnten.

Einfluss der Zugstrang-Neigung.

Um den Einfluss der Neigung der Zugstränge gegen die Strassenoberfläche darzulegen, stellte Morin eine Anzahl Versuche an, indem er die Lafette eines sechzehnpfündigen Belagerungsgeschützes auf wagrechter Bahn bewegte, dabei aber die Zugstränge mittels einer besonderen Vorrichtung unter verschiedenen Winkeln einstellte. Vorder- und Hinterräder dieser Lafette hatten den gleichen Durchmesser $2r = 1{,}564$ und die Felgenbreite $b = 10$ cm; der mittlere Durchmesser der Achsschenkel betrug $2\varrho = 7{,}6$ cm und für die Zapfenreibung wurde, wie bei allen Versuchen, die Verhältniszahl 0,05 festgehalten; das Gesamtgewicht des Fahrzeuges endlich war durchaus 3715 kg. Als Bahn für die Versuche diente der Boden des Polygons zu Metz, dessen Rasendecke, auf gleichartigem Grunde ruhend, etwas feucht war. Die bei jedem Versuche mit vier Pferden im Schritt durchfahrene Weglänge betrug 157 m. Nachstehend folgen die Mittelwerte aus den angestellten Versuchen.

Tabelle 13.

Morin's Versuche über den Einfluss der Zugstrang-Neigung. Mittelwerte aus 17 Versuchen.

	Winkel der Zugstränge mit der Wagrechten.		Kraft, in der Richtung der Zugstränge ausgeübt F kg	Zapfen-Reibung W_1 kg	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältniszahl φ	Zahl der zu einem Mittel zusammengefassten Versuche.
1	1°	35′	175,17	7,25	167,88	0,0356	3
2	3	35	175,27	7,20	167,47	0,0353	3
3	6	30	180,27	7,15	172,18	0,0364	3
4	8	30	176,00	7,13	167,10	0,0355	3
5	11	—	176,75	7,10	167,00	0,0354	2
6	13	30	163,90	7,07	149,25	0,0318	3
					Mittel	0,0350	

Man ersieht hieraus, dass der Wert der rollenden Reibung unbeeinflusst bleibt von der Neigung der Zugstränge.

Einfluss der Wagen-federn

Weiter beschäftigte sich Morin damit die Abnützung von Strassenfahrbahnen durch starre und mit Federn versehene Wagen genauer zu untersuchen. Zu dem Zweck benutzte er zuerst einen Militär- und einen Postwagen nebeneinander, dann aber, als er hierbei zu nicht genügend sicheren Ergebnissen gelangt war, einen und denselben Postwagen, dessen Federn einmal abgesteift, das andere Mal frei spielend belassen wurden.

Es wurde eine passende, nahezu wagrechte Strecke auf der Strasse von Metz nach Nancy, zwischen den Dörfern Jouy und Montigny gewählt, die sich in sehr gutem Zustande befand. 300 m des Sommerweges wurden von dem Wagen mit abgesteiften Federn im Schritt und die folgenden 300 m mit spielenden Federn im Trabe, jedesmal aber mit der Geschwindigkeit v = 1,25 m/Sek. befahren.

Der Wagen selbst, dessen Felgen eine Breite von 11 cm hatten, war mit vier Pferden bespannt und er wurde mit in Kisten verpackten Kanonenkugeln, seinem Dienstzustande entsprechend, belastet, so dass sein Gewicht 4402 kg betrug, das sich jedoch durch die in ihm sitzenden Beobachter zuweilen auf 4597 kg erhob.

Tabelle 14.

Morin's Versuche über die Abnützung der Strassen durch starre und in Federn hängende Fahrzeuge. Mittelwerte aus 23 Versuchen.

Beschaffenheit der Strasse	Abgesteifte Federn					Spielende Federn					Mittel aus Versuchen
	Anzahl der Fahrten	Zugkraft parallel der Bahn kg	Zapfen-Reibung kg	Rollende Reibung kg	Verhältniszahl φ	Anzahl der Fahrten	Zugkraft parallel der Bahn kg	Zapfen-Reibung kg	Rollende Reibung kg	Verhältniszahl φ	
Nasse Radspuren, die auf seiten des Grabens mit zähem Kot gefüllt.	300	263,67	12,0	251,67	0,0326	300	237,00	12,0	225,00	0,0292	3
Trockene Strasse; nur in den Radspuren des Sommerweges ein wenig Feuchkeit und Kot.	315	206,40	12,0	194,33	0,0252	315	195,17	12,0	183,17	0,0234	3
Etwas feuchte Strasse.	330	212,28	12,0	200,28	0,0259	330	200,94	12,0	188,94	0,0246	6 bzw. 5

Aus den Rechnungsergebnissen dieser Versuche ist zu erkennen, dass der Widerstand der rollenden Reibung bei dem in Federn hängenden Wagen durchaus kleiner war, als bei dem Wagen mit abgesteiften Federn, und eine Untersuchung der beiden Strassenstrecken, nachdem 300—330 Fahrten vollendet waren, ergab, dass die im Schritt mit den nicht federnden Wagen durchfahrene Strecke sich in viel schlechterem Zustande befand als die im Trabe und mit spielenden Federn durchfahrene. In der ersteren hatte die Wagenspur auf Seite des Grabens eine mittlere Tiefe von ungefähr 15—20 cm, in der zweiten Strecke aber nur 10—15 cm Tiefe, und auf Seite der Fahrbahn[1]) hatte der im Schritt bewegte Wagen mit versteiften Federn längs der von ihm durchlaufenen Strecke

[1]) Die inneren Räder des Wagens liefen offenbar auf der eigentlichen Fahrbahn, während die äusseren auf dem Sommerwege sich befanden.

eine Spur von 4—6 cm Tiefe hervorgebracht, dagegen, wenn er mit spielenden Federn im Trabe bewegt worden war, nur an einigen Stellen eine Spur von 3—5 cm Tiefe. Auch der Streifen zwischen den Wagenspuren, auf dem die Pferde gingen, war ebenfalls auf der ersten Strecke etwas mehr aufgewühlt als auf der anderen.

Damit glaubte nun Morin auch die zuvor mit einem starren Militär- und einem mit Federn versehenen Postwagen erhaltenen, früher nicht sicher zu deutenden Ergebnisse mit Bestimmtheit dahin auslegen zu sollen, dass kleine Räder eine viel stärkere Abnützung als grosse Räder verursachen.

Auf S. 86 und 87 seines Werkes gibt Morin noch die Ergebnisse einer Anzahl Versuche an, die er neben den schon besprochenen ausgeführt hat. Die Mittelwerte derselben sind in der folgenden Tabelle 15 vereinigt.

Tabelle 15.

Morin's sonstige Versuche über den Widerstand auf verschiedenen Strassen.
Mittelwerte aus 23 Versuchen.

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes.	Raddurchmesser 2r (m)	Felgenbreite (cm)	Gesamtgewicht des Fahrzeugs (kg)	Zugkraft in der Richtung der Strassenfläche (kg)	Zapfen-Reibung W_1 (kg)	Rollende Reibung W_2 (kg)	Verhältniszahl φ	Mittel aus Versuchen
		Morin's Karrenvorrichtung, 1 spännig.							
1.	Strasse der Kehle des Forts Belle-Croix, die Besteinung in gutem Zustande, wenig Steine zu Tage liegend, nass, mit Kot bedeckt	0,787	13,7	1025,68	63,15	—	40,28	0,0155	6
		Dieselbe Vorrichtung mit Rädern eines 12-Pfünders, 2 spännig.							
2.		1,482	7,4	2163,2	95,10	—	44,13	0,0150	3
		Dieselbe Vorrichtung, 1 spännig.							
3.	Dieselbe Strasse in einer abgenützten, schmutzigen Strecke, die Steindecke durch starken Verkehr blossgelegt	1,482	7,4	2163,2	84,20	—	84,98	0,0289	5
		Dieselbe Vorrichtung, 2 spännig.							
4.	Bohlenbelag auf der Hängebrücke von Chambière	1,482	7,4	2163,2	35,2	—	35,2	0,0120	2
		Munitionswagen, 4 spännig.							
5.	Sommerweg der Strasse von Thionville, 13 cm hoch mit nicht gebahntem Schnee bedeckt	1,15 / 1,584	7,0	2681,0	170,78	5,7	164,33	0,0402	4
		Derselbe Wagen, 4 spännig.							
6.	Dieselbe Strasse, in der Mitte der Fahrbahn auf gebahntem Schnee	1,15 / 1,584	7,0	2746,0	152,63	5,9	145,80	0,0352	3

Zum Schlusse gibt Morin eine Zusammenstellung der Werte, welche er für die Verhältniszahl

$$\mu = \frac{W}{Q}$$

aus seinen Versuchen gefunden hat, unter W den Gesamtwiderstand der Bewegung verstanden, der von der Zugkraft überwunden wird, unter Q aber das Gewicht des Wagens samt Ladung.

Statt dieser soll später eine im Jahre 1842 von Morin veröffentlichte aufgenommen werden.

Morin's Versuche aus den Jahren 1839 und 1841.

Die erste Abhandlung Morin's über seine bis 1838 ausgeführten Versuche erhielt in diesem Jahre die Billigung der Akademie der Wissenschaften

in Paris, wobei der Wunsch ausgesprochen wurde, es möge Morin durch staatliche Unterstützung in den Stand gesetzt werden seine Versuche fortzusetzen und zu erweitern. Dies geschah denn auch bald hernach, indem derselbe vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten wiederholt Aufträge erhielt, zur Gewinnung einer sicheren Grundlage für die Gesetzgebung insbesondere Versuche über die zerstörende Wirkung der Räder auf die Strassen auszuführen. Diese und noch andere Versuche, die Morin nach seiner eigenen Angabe zur Ergänzung und teilweisen Berichtigung der früheren Versuche, gegen die einigermassen begründete Bedenken geltend gemacht worden waren, für erforderlich hielt, führte er in den Jahren 1839—1841 aus und legte schliesslich im Jahre 1842 eine umfangreiche Abhandlung über einen grossen Teil seiner Arbeiten der französischen Akademie der Wissenschaften vor. Diese beschloss im Sinne des folgenden Antrages einer aus den Herren Arago, Poncelet, Coriolis und Piobert bestehenden Kommission:

„D'après l'examen circonstancié que nous venons de faire des expériences remarquables que M. Morin a entreprises à diverses époques, nous pensons que, quoique ce travail ne l'ait pas conduit à une loi mathématique sur la résistance produite dans le roulement, il ne sera pas moins très utile pour la pratique; la manière dont ces expériences ont été exécutées, les nombreux résultats qu'elles ont fournis sur le tirage des voitures et pour la solution de la question de la police du roulage, ont paru à votre commission mériter les encouragements et l'approbation de l'Académie; elle proposerait l'impression de ce travail dans le Recueil des savants étrangers, si l'auteur n'avait manifesté l'intention d'en faire l'object d'une prochaine publication."

Das für den Strasseningenieur Wissenswerteste aus der umfassenden Druckschrift Morin's[1]), soweit es nicht schon durch die vorausgegangenen Mitteilungen erledigt ist und soweit der hier verfügbare Raum es gestattet, soll im folgenden zusammengestellt werden.

Einfluss der Belastung.

Die erste auf Seite 62 ff. der erwähnten Abhandlung gegebene Tabelle enthält eine Anzahl von Versuchen über den Einfluss der Belastung auf den Widerstand der rollenden Reibung bei beschotterten und gepflasterten Strassen, die in den Jahren 1839 und 1841 zur Ausführung gekommen waren, um zu erkennen innerhalb welcher Grenzen die früher als unbedingt zutreffend bezeichnete Annahme haltbar sei, dass die rollende Reibung im geraden Verhältnisse zur Pressung stehe.

Das Hauptergebnis dieser Versuche liess sich dahin zusammenfassen, dass in den gewöhnlichen Fällen der Anwendung die rollende Reibung auf guten Schotterstrassen und auf Pflaster tatsächlich mit ausreichender Genauigkeit im geraden Verhältnisse zur Pressung stehend angenommen werden könne.

Doch war zu bemerken, dass der Widerstand auf Pflasterbahnen bei schwächerer Belastung unerwartet kleiner ausfiel als bei starker. Morin erklärt sich dies aus der gegenseitigen Verschiebung der Pflasterstücke infolge der Belastung und leitet daraus die Notwendigkeit ab die Steine mit engen Fugen stark zu rammen.

Einfluss der Radgrösse.

Auf S. 72—75 des Morin'schen Werkes sind die aus dem Jahre 1838 stammenden und schon früher veröffentlichten Versuche über den Einfluss des Raddurchmessers, deren Mittelwerte unsere Tabelle 10 auf Seite 67 füllen, wiederholt aufgeführt. Hierzu muss jedoch bemerkt werden, dass Morin, wie

---

[1]) A. Morin, Expériences sur le tirage des voitures et sur les effets destructeurs qu'elles exercent sur les routes, exécutées en 1837 et 1838 par ordre du ministre de la guerre, et en 1839 et 1841 par ordre du ministre des travaux publics. Paris 1842.

überall in seiner neuen Veröffentlichung, so auch hier, die gleitende Reibung mit der Verhältniszahl 0,065, und nicht wie früher mit 0,05 in Ansatz bringt, wodurch natürlich andere Werte für die rollende Reibung und die Verhältniszahl φ (bei Morin A) erhalten werden. Weiter ist bemerkenswert, dass Morin nun 2 Verhältniszahlen (φ) für die rollende Reibung rechnet, eine, wie früher unter Festhaltung des Coulomb'schen Gesetzes, die andere unter der Voraussetzung, dass nach Dupuit der Wert dieses Widerstandes umgekehrt proportional der $\sqrt{r}$ sei.

In seinen Bemerkungen zu dieser Tabelle gibt Morin zu, dass die früher von ihm daraus zugunsten der Coulomb'schen Annahme gezogenen Schlüsse zu weitgehend gewesen seien. Er sah sich veranlasst neue Versuchsreihen durchzuführen, deren Durchschnittsergebnisse die nachstehende Tabelle 16 zeigt.

Tabelle 16.

Morin's Versuche vom Jahre 1839 über den Einfluss des Rad-Durchmessers. Mittelwerte aus 170 Versuchen.

Nummer der Versuchsreihe	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes.	Benütztes Fahrzeug.	Zahl der Räder	Rad-Durchmesser vorn $2r'$ m	Rad-Durchmesser hinten $2r''$ m	Felgenbreite cm	Mittlere Geschw. d. Schrittes m/Sek.	Mittelwerte der Verhältniszahl $\varphi = \frac{W_2}{P} \cdot r$	Mittelwerte der Verhältniszahl $\varphi' = \frac{W_2}{P} \sqrt{r}$
1	Route départ., Nr. 132 von Courbevoie nach Colombes, mit Siliciumkies beschottert, sehr trocken, auf einigen Strecken vereinzelte Materialabfälle, unbedeutende Wagenspuren.	Porte-corps d'artillerie	4	2,029	2,029	11,5	1,09	0,0148	0,0147
2			4	1,453	1,453	11,5	1,03	0,0139	0,0163
3			4	0,872	0,872	11,5	1,11	0,0137	0,0207
4	Dieselbe Strasse, sehr feucht, ohne Kot, durch einen feinen Regen benetzt, welcher den Staub gelöscht hatte.	desgl.	4	2,029	2,029	11,5	1,03	0,0197	0,0195
5			4	0,872	0,872	11,5	1,42	0,0182	0,0275
6	Route départ., Nr. 31, gegenüber der Kaserne von Courbevoie, Chauss., sehr trocken, unbedeutende Wagenspur, in welcher sich Staub befand.	Charrette de siège, ancien modèle.	2	2,029	—	11,5	1,04	0,0130	0,0127
7		Charrette de siège, nouv. modèle.	2	0,872	—	11,5	1,08	0,0112	0,0169
8	Route départ., Nr. 132 von Courbevoie nach Colombes, sehr trocken, mit wenig Staub bedeckt, ohne Wagenspuren.	desgl.	2	0,872	—	11,5	1,43	0,0112	0,0170
9		Porte-corps d'artillerie.	4	1,453	1,453	11,5	1,08	0,0112	0,0132
10			4	1,453	1,453	11,5	1,08	0,0117	0,0137
11			4	0,872	0,872	11,5	1,29	0,0122	0,0184
12	Route départ., Nr. 8 von Courbevoie nach Bezons, sehr trocken.	Porte-corps d'artillerie.	4	1,449	1,449	6,0	1,35	0,0095	0,0111
13		Voiture à trains articulés.	6	0,860	0,860	6,0	1,36	0,0105	0,0160
14			4	0,860	0,860	6,0	1,45	0,0100	0,0154

Nummer der Versuchsreihe.	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes.	Benütztes Fahrzeug.	Zahl der Räder	Rad-Durchmesser vorn $2r'$ m	Rad-Durchmesser hinten $2r''$ m	Felgenbreite cm	Mittlere Geschw. d. Schrittes m/Sek.	Mittelwerte der Verhältniszahl $\varphi = \frac{W_2}{P} \cdot r$	Mittelwerte der Verhältniszahl $\varphi' = \frac{W_2}{P} \sqrt{r}$
15	Route dép., Nr. 132 von Courbevoie nach Colombes; Radspuren mit flüssigem Kot.	Ch. d. siège, nouv. mod.	2	0,872	—	11,5	1,50	0,0242	0,0367
16		Porte-corps d'artillerie.	4	1,453	1,453	11,5	1,00	0,0268	0,0314
17		desgl.	4	1,453	1,453	11,5	1,06	0,0241	0,0283
18	Sommerweg der kgl. Strasse Nr. 192, mit Staub bedeckt.	Ch. de siège, anc. mod.	2	2,029	—	11,5	1,33	0,0200	0,0199
19		Porte-corps d'artillerie.	4	1,453	1,453	11,5	1,02	0,0212	0,0249
20	Königliche Strasse Nr. 192, gepflastert, im gewöhnlichen Zustande, trocken.	Porte-corps d'artillerie.	4	2,029	2,029	11,5	1,25	0,0092	0,0090
21		desgl.	4	1,453	1,453	11,5	1,23	0,0092	0,0108
22		Chariot comtois.	4	1,110	1,358	6,0	1,40	0,0089	0,0115
23		Voiture à trains articulés.	6	0,860	0,860	6,0	1,52	0,0094	0,0143
24		desgl.	4	0,860	0,860	6,0	1,43	0,0091	0,0138
25		Camion des Messageries.	4	0,592	0,660	7,5	1,18	0,0091	0,0164
26		Camion de roulage.	4	0,420	0,597	7,5	1,15	0,0089	0,0180
							Mittel	0,0091	
27	Dieselbe Strasse, mit etwas Kot.	Porte-corps d'artillerie.	4	0,872	0,872	11,5	1,52	0,0102	0,0153
28	Dieselbe Strasse, mit flüssigem Kot bedeckt.	Charette.	2	1,830	—	16,5	1,05	0,0111	0,0117

Bezüglich dieser neuen Ergebnisse weist Morin darauf hin, dass die nach der Formel $\varphi = \frac{W_2}{P} \cdot r$ berechneten Werte von φ weniger Abweichungen untereinander zeigen als die aus der Formel $\varphi' = \frac{W_2}{P} \cdot \sqrt{r}$ erhaltenen, und er gelangt zu der Überzeugung, dass wenn die Coulomb'sche Formel $W_2 = \varphi \cdot \frac{P}{r}$ auch kein Naturgesetz darstelle, dieselbe doch für befestigte Strassen sehr wohl als gültig angenommen werden dürfe. Im übrigen stellt er fest, dass die Versuche vom Jahre 1839 in der Hauptsache die 1838 gewonnenen Versuchsergebnisse bestätigen.

Einfluss der Felgenbreite.

Auch über den Einfluss der Felgenbreite auf die Grösse des Widerstandes der rollenden Reibung wurden im Jahre 1839 Versuche angestellt, die als Ergänzungen zu den im Jahre 1838 ausgeführten erscheinen. Ihre Mittelwerte sind aus der folgenden Tabelle 17 zu ersehen.

Tabelle 17.

Morin's Versuche vom Jahre 1839 über den Einfluss der Felgenbreite.
Mittelwerte aus 126 Versuchen.

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes.	Verwendetes Fahrzeug.	Raddurchmesser 2r m	Felgenbreite cm	Gesamtgewicht des Fahrzeugs P_1 kg	Verhältnis der Zugkraft zur Gesamtlast.	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältniszahl $\varphi = \frac{W_2}{P_1} \cdot r$	Anzahl d. zusammengefassten Versuche.	Bemerkungen.
1	Route dép. Nr. 8, beschottert, trocken,	Porte-corps	1,438	17,5	6992	$^1/_{55,9}$	104,2	0,0107	4	Vorder- und Hinterräder waren bei allen Fahrzeugen einander gleich, desgleichen d. Belastung der Vorder- u Hinterachse.
2	gekehrt, der Staub durch wenig Regen gelöscht.	d'artillerie 4 Räder, 6 u.4Pferde.	1,449	6,0	5516	$^1/_{61,7}$	71,9	0,0094	6	
3	Dieselbe Strasse, leicht befeuchtet durch einen feinen Regen von kurzer Dauer.	desgl. 4 Rd. 6 Pf.	1,438	17,5	6992	$^1/_{40,9}$	150,5	0,0155	4	
4	Strasse von Courbevoie nach Colombes, ein wenig feucht.	desgl. 4 Rd. 6 Pf.	1,438	17,5	3464	$^1/_{41,9}$	74,1	0,0154	8	
5	Dieselbe Strasse, ein wenig feucht, ohne Kot.	desgl. 4 Rd. 4 Pf.	1,449	6,0	3608	$^1/_{41,9}$	75,4	0,0151	8	
6	Route dép. Nr. 8, von Courbevoie nach Bezons, nahezu trocken, an einigen Stellen feucht.	desgl. 4 Rd. 4 Pf.	1,438	17,5	5516	$^1/_{49,5}$	94,3	0,0123	8	Die Geschwindigkeit der Bewegung (Schritt) betrug zwischen 0,78 und 1,88 m/Sek.
7	Dieselbe Strasse, mit Kot bedeckt, nach Tauwetter, Ende März.	desgl. 4 Rd. 6 Pf.	1,438	17,5	6992	$^1/_{23,3}$	293,7	0,0302	4	
8	desgl.	desgl. 4 Rd. 4 Pf.	1,453	11,5	4594	$^1/_{25,9}$	165,1	0,0261	6	
9	Route dép. Nr. 132 von Courbevoie n. Colombes, beschottert, in gutem Zustand, mit wenig Staub bedeckt, stellenweise feucht; einen Monat vorher war die Strasse ausgebessert worden.	desgl. 4 Rd. 4 Pf.	1,453	11,5	4594	$^1/_{45,1}$	88,4	0,0140	6	
10	Desgl. mit etwas mehr Staub bedeckt.	desgl. 4 Rd. 6 Pf.	1,438	17,5	6992	$^1/_{38,9}$	159,4	0,0164	6	
11	desgl.	desgl.	1,438	17,5	6140	$^1/_{38,9}$	138,6	0,0163	6	
12	desgl.	desgl. 4 Rd. 4 Pf.	1,438	17,5	6140	$^1/_{39,2}$	139,2	0,0163	8	
13	desgl.	desgl.	1,438	17,5	4580	$^1/_{40,1}$	101,4	0,0159	4	
14	Sommerweg der kgl. Strasse Nr. 192, sehr trocken, ein wenig staubig.	desgl.	1,438	17,5	5516	$^1/_{28,7}$	175,4	0,0229	6	
15	desgl.	desgl.	1,453	11,5	5518	$^1/_{31}$	161,3	0,0212	4	
16	desgl.	desgl.	1,449	6,0	5516	$^1/_{25,5}$	198,6	0,0261	6	

	Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes.	Verwendetes Fahrzeug.	Raddurchmesser 2r m	Felgenbreite cm	Gesamtgewicht des Fahrzeugs P_1 kg	Verhältnis der Zugkraft zur Gesamtlast	Rollende Reibung W_2 kg	Verhältniszahl $\varphi = \frac{W_2}{P_1} \cdot r$	Anzahl d. zusammengefassten Versuche.	Bemerkungen.
17	Königliche Strasse Nr. 192, gepflastert, in gutem Zustand, etwas staubig.	Porte-corps d'artillerie 4 Rd. 4 Pf.	1,438	17,5	5516	$^1/_{54,3}$	83,0	0,0111	8	
18	desgl.	desgl.	1,453	11,5	5518	$^1/_{61,9}$	72,6	0,0095	8	
19	desgl.	desgl.	1,453	11,5	4594	$^1/_{64,3}$	58,2	0,0092	6	
20	desgl.	Voiture à trains articulés 6 Rd. 4 Pf.	0,860	6,0	3270	$^1/_{40,4}$	71,4	0,0094	4	
21	desgl.	Porte-corps d'artillerie 4 Rd. 4 Pf.	1,438	17,5	6992	$^1/_{56,5}$	102,9	0,0106	6	

Auch das Ergebnis dieser Versuche war geeignet jenes aus dem Jahre 1838 zu bestätigen.

Einfluss der Fahrgeschwindigkeit.

Bezüglich der Versuche über den Einfluss der Geschwindigkeit auf die Grösse der rollenden Reibung ist zu bemerken, dass Morin seine älteren Versuche ebenfalls wieder ausführlich zusammenstellt und nur bei der Berechnung eine grössere Verhältniszahl für die gleitende Zapfenreibung annimmt als früher, und sodann eine Anzahl neuer Versuche hinzufügt, deren Ergebnisse keinen auffallenden Widerspruch den früheren gegenüber aufweisen.

Bemerkenswert ist endlich die von Morin gegebene Zusammenstellung von Werten der Verhältniszahl μ für den Gesamtwiderstand nach der Formel $W = \mu . Q$, welche auf Seite 82 u. 83 aufgenommen worden ist.

Das Gesamtergebnis aller seiner Versuche über die Bewegung von Fahrzeugen fasst Morin auf S. 186 ff. seiner Abhandlung vom Jahre 1842 folgendermassen zusammen:

1. Die in der Höhe der Wagenachse, parallel zur Strassenoberfläche ausgeübte Zugkraft ist auf festen Steinschlag- und Pflasterbahnen für alle Arten von Fuhrwerk sehr nahe proportional der Belastung und umgekehrt proportional dem Halbmesser der Räder.

2. Die durch die Fahrzeuge bewirkte Abnützung der Strassen nimmt in dem Masse zu als die Grösse der Räder abnimmt.

3. Auf Pflaster- und Steinschlagbahnen ist der Bewegungswiderstand sehr nahe unabhängig von der Felgenbreite, sobald diese das Mass von 8—10 cm erreicht.

4. Auf pressbarer Bahn aus Erde, Sand, Kies, auf Anschüttungen aus beweglichen Teilchen und auf neuen Steinschlagbahnen nimmt der Bewegungswiderstand ab in dem Masse als die Breite der Felgen zunimmt, und zwar in einem von der Natur der Unterlage abhängigen Verhältnisse. Es folgt daraus, dass breite Felgen auf Pflasterstrassen durchaus keinen Nutzen gewähren; es genügt dieselben mit Rücksicht auf die Widerstandsfähigkeit des Wagens zu bemessen. Auf gewöhnlichen Steinschlagbahnen aber ist es unnötig mit der Breite über 10—12 cm zu gehen.

5. Auf weicher Unterlage aus Erde oder Sand, auf unbefestigten Sommerwegen von guter Beschaffenheit oder mit Wagenspuren durchzogen, auf hohen, über hartem Boden ausgeführten Kiesschüttungen, oder auf 4—6 cm dicken Schüttungen der Sommerwege ist der Zugwiderstand unabhängig von der Bewegungs-Geschwindigkeit für Wagen mit und ohne Federn.

6. Bei der Bewegung im Schritt ist auf allen Strassen, und selbst auf gutgehaltenem Pflaster, der Zugwiderstand für Wagen mit und ohne Federn sehr nahe der gleiche.

7. Auf Steinschlag- und Pflasterbahnen wächst der Widerstand mit der Geschwindigkeit, und zwar von 1 m/Sek. an nahezu im Verhältnis mit der Geschwindigkeitszunahme.

Die Zunahme ist um so kleiner, je weniger steif und besser aufgehängt das Fahrzeug, und je ebener die Fahrbahn ist. Auf sehr gut gehaltenen Steinschlagbahnen, bei denen einzelne Steinstücke nicht hervortreten (qui n'offrent pas de cailloux à fleur du sol), ist sie bei gut federnden Eilwägen ziemlich gering, falls die Bewegung im Schritt bis scharfen Trab (entre les vitesses du pas et du grand trot) erfolgt.

8. Auf gutem, ebenen Sandstein-Pflaster mit engen Fugen ist der Widerstand bei der Bewegung im Schritt nur ungefähr ³/₄ von demjenigen auf den besten Steinschlagbahnen, bei der Bewegung im scharfen Trab aber ist derselbe für gut federnde Wagen ebenso gross wie auf gut unterhaltenen Steinschlagbahnen.

Wenn aber das Pflaster nicht sehr gut gehalten ist oder wenn seine Fugen zu weit sind, so ist bei Trab der Widerstand auf guten Steinschlagstrassen kleiner als auf dem Pflaster, selbst für die best aufgehängten Fahrzeuge.

9. Die dem besten Wirkungsgrad entsprechende Neigung der Zugstränge wächst im allgemeinen mit dem Bahnwiderstand und ist um so grösser, je kleiner die Vorderräder sind; es ist dies Veranlassung, dass man sich auf gewöhnlichen Strassen der wagrechten Zugrichtung so weit zu nähern sucht, als es nur immer die Einrichtung des Wagens gestattet.

Der zweite Teil der Morin'schen Veröffentlichung aus dem Jahre 1842 beschäftigt sich mit den Versuchen, welche Morin im Auftrage des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten insbesondere über die Abnützung der Schotterstrassen, hinsichtlich der dadurch veranlassten Verkehrs-Erschwerung angestellt hat. Auf diese Versuche im einzelnen hier einzugehen, fehlt der Platz; erwähnt sei nur bezüglich der Anordnung derselben, dass die Abnützungszustände, die von den verschiedenen in Betracht gezogenen Fahrzeugen durch vielfach wiederholtes Befahren eines Bahnstreifens erzeugt worden waren, dadurch unter sich vergleichbar gemacht wurden, dass man jedesmal die Zugkraft mass, die zur Fortbewegung eines und desselben Wagens auf den betreffenden abgenützten Strecken erforderlich war. Daneben wurden auch zahlreiche Profile aufgenommen und die zur Ausbesserung und Unterhaltung der abgenützten Strecke erforderlichen Materialmengen in Betracht gezogen.

Im übrigen mag das von Morin selbst am Schlusse seiner Abhandlung zusammengefasste Ergebnis seiner Versuche angeführt werden.

1. Die Annahme die Belastung müsse im geraden Verhältnis zur Felgenbreite stehen, wie es der Vorstellung von einer gleichmässigen Verteilung derselben über die Felge entspricht, ist nicht genau. Bei Ladungen, die hiernach bemessen sind, greifen Wagen mit breiten Felgen die Strassen mehr an als solche mit schmalen.

2. Bei gleicher Belastung greifen Räder mit 6 cm breitem Kranz die Steinschlagbahnen mehr an als solche von 11,5 und 17,5 cm Breite. Bei den letztgenannten Massen ist jedoch der Unterschied nur gering, so dass grössere Felgenbreiten als 11,5 cm für die Schonung der Strassen belanglos sind.

Gilt dies schon für Steinschlagbahnen, so gewinnt es eine noch erhöhte Bedeutung für Pflasterstrassen.

3. Nach der Formel $P = 150\left(n + \frac{n' - n}{2}\right)$ kg bestimmte Ladungen wären ein wenig zu klein für die Felgenbreiten von 11,5 cm und zu stark für solche von 6 cm.

In der Formel bedeutet n die Felgenbreite in cm der breitesten Räder, multipliziert mit der Anzahl der letzteren, und ebenso n' die Felgenbreite der schmälsten Räder, multipliziert mit ihrer Anzahl.

4. Ein vierräderiger Wagen mit 1,30 m hohen Vorder- und 1,50 m hohen Hinterrädern, deren Felgenbreiten 6 cm beträgt, kann ohne Nachteil für gute Steinschlagbahnen im allgemeinen mit 2400 kg und mit 1800 kg in der Regenzeit beladen werden.

5. Gleiche Belastung und Felgenbreite vorausgesetzt, beschädigen Wagen mit grossen Rädern die Strassen weniger als solche mit kleinen Rädern.

6. Eine Last von 2465 kg auf einem Wagen mit Rädern von 2,029 m Durchmesser und 11,5 cm Felgenbreite veranlasst auf einer guten Steinschlagstrasse keine bemerkenswerten

Tabelle

Morin's Werte der

Bezeichnung der Strasse und ihres Zustandes	Geschützlafette u. 2räderige Artilleriekarren $b = 10-12$ cm $\varrho = 0{,}033$ m $r' = r'' = 0{,}782$ $f\varrho = 0{,}00247$	4räderige Artilleriewagen $b = 7{,}0-7{,}5$ $\varrho = 0{,}038$ $r' = 0{,}575$ $r'' = 0{,}780$ $f\varrho = 0{,}00247$	4räderig. Wagen (chariots comtois) $b = 6{,}0-7{,}0$ $\varrho = 0{,}027$ $r' = 0{,}625$ $r'' = 0{,}725$ $f\varrho = 0{,}00175$
Grasplatz, die Rasendecke auf gleichartigem Untergrund, durch schmelzenden Schnee aufgeweicht, sehr nass, doch ohne dass Wasser sichtbar war	—	$^{1}/_{7,8}$	—
Derselbe Boden, etwas weniger weich	$^{1}/_{15,4}$	$^{1}/_{12,5}$	—
„ noch weniger weich	$^{1}/_{20,5}$	—	—
„ fest	$^{1}/_{23,1}$	$^{1}/_{20,0}$	—
„ sehr trocken	$^{1}/_{27,6}$	$^{1}/_{23,9}$	—
Sommerweg, in sehr gutem Zustande, fast trocken	$^{1}/_{34,8}$	$^{1}/_{30,1}$	$^{1}/_{31}$
Fester Seitenweg, mit einer 3—4 cm dicken Kieslage bedeckt	$^{1}/_{13,6}$	$^{1}/_{11,8}$	$^{1}/_{11,9}$
Desgl., mit 5—6 cm dicker Kieslage	$^{1}/_{11,6}$	$^{1}/_{10,1}$	$^{1}/_{10,1}$
Fester Erdboden, 10—15 cm hoch mit Kies bedeckt, oder neue Strasse	$^{1}/_{10,8}$	$^{1}/_{9,3}$	$^{1}/_{9,4}$
Sommerweg oder Strasse, mit ungebahntem (non frayée) Schnee bedeckt	$^{1}/_{18,4}$	$^{1}/_{16,0}$	$^{1}/_{16,2}$
Fester Erdboden, mit einem Gemenge von Kies und feinem Sand von 10—15 cm Dicke bedeckt	$^{1}/_{10,2}$	$^{1}/_{8,1}$	$^{1}/_{8,9}$
Chaussée: in sehr gutem Zustande, sehr trocken	pas $^{1}/_{62,7}$ grand trot $^{1}/_{50,5}$	$^{1}/_{54,3}$	$^{1}/_{57,5}$
Chaussée: ein wenig feucht oder mit Staub bedeckt, einige Steine zutage liegend	$^{1}/_{44,8}$	$^{1}/_{38,7}$	$^{1}/_{40,3}$
Chaussée: sehr fest, grosse Kiesel in der Oberfläche sichtbar, benetzt	$^{1}/_{54,1}$	$^{1}/_{46,8}$	$^{1}/_{49,1}$
Chaussée: fest, mit leichten Radspuren (avec frayé léger) und weichem Kot	$^{1}/_{34,8}$	$^{1}/_{30,1}$	$^{1}/_{31,0}$
Chaussée: fest, mit Radspuren (avec ornières) und viel Kot	$^{1}/_{28,5}$	$^{1}/_{24,6}$	$^{1}/_{25,2}$
Chaussée: mit abgenützten Teilen (avec détritus) und dickem Kot	$^{1}/_{24,1}$	$^{1}/_{20,8}$	$^{1}/_{21,8}$
Chaussée: sehr abgenützt, 6—8 cm tiefe Wagenspuren, dicker Kot	$^{1}/_{18,4}$	$^{1}/_{15,9}$	$^{1}/_{16,2}$
Chaussée: sehr schlecht, 10—12 cm tiefe Gleise, dicker Kot, der Grund hart und ungleich	$^{1}/_{16,5}$	$^{1}/_{14,3}$	$^{1}/_{14,4}$
Pflaster aus Sandstein von Sierck, sehr eben mit engen Fugen	$^{1}/_{80,9}$	$^{1}/_{70,0}$	$^{1}/_{75,5}$
Pflaster aus Sandstein v. Fontainebleau: gewöhnliches, trocken	$^{1}/_{75,7}$	$^{1}/_{64,6}$	$^{1}/_{69,2}$
Pflaster aus Sandstein v. Fontainebleau: dasselbe	$^{1}/_{74,7}$	—	—
Pflaster aus Sandstein v. Fontainebleau: gewöhnlicher Zustand, feucht und mit Schmutz bedeckt	$^{1}/_{58,1}$	$^{1}/_{50,3}$	$^{1}/_{52,9}$
Brücken-Bohlenbelag	$^{1}/_{54,1}$	$^{1}/_{46,8}$	$^{1}/$[illegible]

Bemerkung: Es bedeutet b die Felgenbreite,
ϱ den mittleren Halbmesser des Achsschenk-
r' den Halbmesser des Vorderrades,

18.

Verhältniszahl μ.

4räderige Frachtwagen b = 10–12 cm ρ = 0,032 m		2räderige Karren b = 10–12 cm ρ = 0,032 m		Eilwagen der Messageries Roy. et Gén. b = 10–12, ρ = 0,032, r' = 0,45, r'' = 0,70, fρ = 0,00208		Voitures à rains susp. b = 7,0 8,0, ρ = 0,027, r = 0,45, r' = 0,70, fρ = 0,00175	
r' = 0,450 r'' = 0,751 fρ = 0,0208	r' = 0,550 r'' = 0,850 fρ = 0,00208	r' = 0,80 fρ = 0,00208	r' = 1,00 fρ = 0,00208				
—	—	—	—		—		—
—	—	—	—		—		—
—	—	—	—		—		—
—	—	—	—		—		—
—	—	—	—		—		—
1/27,2	1/31,7	1/36,3	1/45,4	im Schritt u. Trab	1/26,1	im Schritt u. Trab	1/26,4
1/10,5	1/12,8	1/14,0	1/17,5	im Schritt u. Trab	1/10,1	im Schritt u. Trab	1/10,1
1/8,9	1/10,4	1/11,9	1/14,9	im Schritt u. Trab	1/8,6	im Schritt u. Trab	1/8,6
1/8,3	1/9,7	1/11,1	1/13,9	im Schritt u. Trab	1/8,0	im Schritt u. Trab	1/8,0
1/14,3	1/16,7	1/19,0	1/23,8		1/13,7		—
7,9	1/9,2	1/10,5	1/13,1	im Schritt u. Trab	1/7,3	im Schritt u. Trab	1/6,9
1/49,9	1/58	1/66,2	1/82,8	au pas	1/47,6		1/49
				au trot	1/40,9		1/41,8
				au grand trot	1/39,7		1/40,6
1/35,2	1/41	1/47,0	1/58,6	pas	1/33,7		1/34,8
				trot	1/26,8		1/27,2
				gr. trot	1/24,3		1/24,6
1/42,8	1/49,8	1/56,9	1/71,0	pas	1/4[illegible],8		1/41,8
				trot	1/26,5		1/27,0
				gr. trot	1/22,6		1/22,8
1/27,2	1/31,7	1/36,2	1/45,2	pas	1/26,1		1/26,4
				trot	1/21,7		1/22
				gr. trot	1/2[illegible]		1/20,3
1/22,2	1/25,8	1/29,5	1/36,9	pas	1/21		1/21,5
				trot	1/18,3		1/18,5
				gr. trot	1/17,1		1/17,2
1/[illegible],7	1/21,8	1/24,9	1/31,1	pas	1/17,9		1/18,1
				trot	1/13,8		1/15,9
				gr. trot	1/14,9		1/15,0
1/14,3	1/16,7	1/19,0	1/23,8	pas	1/13,7		1/13,8
				trot	1/12,4		1/12,5
				gr. trot	1/11,8		1/11,9
1/12,7	1/14,9	1/17,0	1/21,2	pas	1/12,2		1/12,3
				trot	1/10,5		1/9,9
1/64,7	1/75,5	1/86,3	1/107,9	pas	1/62		1/64,2
				trot	1/42		1/43,0
				gr. trot	1/36,2		1/[illegible]
1/59,6	1/69,5	1/79,[illegible]	1/[illegible]	pas	1/57,[illegible]		1/[illegible]
				trot	1/38,[illegible]		1/[illegible]
				gr. trot	1/32,7		1/[illegible]
—	—	—	—	pas	1/[illegible]		1/[illegible]
				trot	1/[illegible]		1/[illegible]
				gr. trot	1/[illegible]		1/[illegible]
1/46,6	1/53,5	1/[illegible]	1/[illegible]	pas	1/44,[illegible]		1/45,[illegible]
				trot	1/32,[illegible]		1/33,5
				gr. trot	1/[illegible]		1/[illegible]
1/42,6	1/49,8	1/[illegible]	1/[illegible]	pas et trot	1/[illegible]		1/41,[illegible]

r'' den Halbmesser des Hinterrades,

f = 0,[illegible]65 die Verhältniszahl der Achsenreibung.

Beschädigungen, selbst wenn diese fast beständig nass ist; und da andererseits eine Last von 5000 kg auf einem zweiräderigen Karren mit Rädern von 16,5 cm Breite und 1,83 m Durchmesser, wie auch eine Last von 7935 kg auf einem vierräderigen Wagen mit Rädern von 16,5 cm Breite und 1,011 bezw. 1,73 m Durchmesser beträchtliche Beschädigungen erzeugt, so ist klar, dass es im Hinblick auf die Schonung der Strassen erwünscht ist, dass die Wagenladungen 3500—4000 kg nicht übersteigen.

7. Eine Last von 1800 kg (par train) auf einem Wagen mit Rädern von 6 cm Breite erzeugt auf einer gut besteinten, aber beständig nassen Strasse ziemlich beträchtliche Beschädigungen. Daraus folgt, dass man den Felgen eine Breite von mindestens 7 cm geben muss, um einspännige Karren mit ungefähr 2000 kg, wie dies erwünscht ist, beladen zu können.

8. Durch Verteilung derselben Last auf mehrere Achsen wird die Abnützung der Strasse vermindert.

9. Da eine Last von 8000 kg auf einer beständig nassen Steinschlagstrasse beträchtliche Beschädigungen bewirkt, so ist daraus zu schliessen, dass sie als eine zu hoch liegende Grenze anzusehen ist, welche erniedrigt werden muss.

10. Die in Federn hängenden, im Trab mit einer Geschwindigkeit von 2,9 bis 3,25 Meilen in der Stunde fahrenden und mit einer Ladung von 5000 kg versehenen Wagen erzeugen auf einer beständig nassen Kiesstrasse keine grösseren Abnützungen als ebensolche Wagen, die jedoch nicht in Federn hängen und sich im Schritt bewegen.

Es ist deshalb nicht begründet das Gewicht solcher Wagen kleiner zu bemessen als dasjenige gewöhnlicher Lastfuhrwerke.

Es würde übrigens nützlich sein den Durchmesser der Vorderräder zu mindestens 1,0—1,10, und den der Hinterräder zu mindestens 1,5—1,6 m anzunehmen, ohne dass dadurch die Konstruktion beeinträchtigt wird.

In dem dritten Teile seiner Veröffentlichung vom Jahre 1842 berichtet endlich Morin über vergleichende, 1841 ausgeführte Versuche über Beanspruchung der Strassen, durch welche die Abhängigkeit der Ladung von den Abmessungen der Räder klargestellt werden sollte. Auf dieselben kann jedoch hier nur verwiesen werden.

In Tabelle 18 sind die von Morin gefundenen Werte des Widerstandskoeffizienten zusammengestellt; über sonstige Werte siehe später unter „Vergleich zwischen Asphalt und Holz", Schonung der Zugtiere etc.

Dupuit's Versuche[1]).

Die im ganzen sehr beifällig aufgenommenen Versuche Morin's erfuhren eine scharfe Beurteilung durch Dupuit, der auf Rechenfehler in den Tabellen Morin's hinwies und eine Reihe von Einwänden erhob, insbesondere die Verhältniszahl 0,05 für die Zapfenreibung, die Morin ursprünglich angenommen hatte, zu klein fand, an Stelle des Durchmessers der Achsschenkel jenen der Radnaben gesetzt wissen wollte u. dgl. m. Dupuit unternahm dann selbst Versuche. Zunächst ging er darauf aus die Annahme, dass die rollende Reibung umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus dem Radhalbmesser sei, wie schon einige Jahre vorher, wiederholt darzutun, indem er Rollen und Räderpaare über schiefe Ebenen herab und auf einer wagrechten Ebene fortlaufen liess, bis sie zur Ruhe gelangten und aus der Fallhöhe und dem durchlaufenen Wege auf den Wert des Bewegungswiderstandes schloss. Ausserdem wiederholte er Versuche Morin's mit denselben Apparaten, wie dieser sie benützt hatte, brachte aber den Kraftmesser nicht zwischen Kraftquelle und Versuchswagen an, sondern schaltete einen besonderen Wagen ein, auf dessen Vorderteil die Zugkraft wirkte,

---

1) Dupuit hat neben den schon früher erwähnten Versuchen über rollende Reibung überhaupt in den Jahren 1833 und 1834 auch solche über den Widerstand der Fahrzeuge auf Strassen angestellt und in einer Druckschrift: Essais et Expériences sur le tirage des voitures et sur le frottement de seconde espèce, Paris 1837 veröffentlicht; einen ausführlichen Bericht darüber gibt Emmery in den Ann. d. p. et ch. Mém. 1838, 1. Sem., pag. 20—45. Später, nach Bekanntwerden der Morin'schen Versuchsergebnisse, sah sich Dupuit zu weiteren Versuchen veranlasst; siehe deshalb: Debauve, Manuel de l'ingénieur, 9 fasc. Routes, Paris 1873, S. 27, sodann: Emmery's Abhandlung in den Ann. d. p. et ch. Mém. 1841, 2. Sem., p. 257—464.

während an seinem hinteren Teile der Kraftmesser ein für allemal angebracht war und mittels eines Ringes mit dem jeweiligen Versuchswagen in Verbindung gebracht wurde.

Das Ergebnis der Versuche Dupuit's, das dem von Morin gefundenen teilweise widerspricht, lässt sich etwa folgendermassen zusammenfassen:

Auf Steinschlagstrassen und ebenen Flächen steht im allgemeinen die Zugkraft im geraden Verhältnis zur Belastung, im umgekehrten Verhältnis zur Quadratwurzel des Raddurchmessers, sie ist unabhängig von der Felgenbreite und der Fahrgeschwindigkeit.

Demnach ist die wagrechte Zugkraft, die die Fortbewegung eines Fahrzeugs vom Gewichte P erfordert, ausgedrückt durch die Gleichung

$$T = \varrho \cdot \frac{P}{\sqrt{2r}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28$$

in der ϱ eine von der Beschaffenheit der Bahn abhängige Verhältniszahl und r den Radhalbmesser bedeutet. Die Verhältniszahl ϱ ist durch die Beziehung

$$\varrho = \tfrac{3}{8} \frac{\varepsilon}{\sqrt{\varepsilon'}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29$$

bestimmt, wenn ε' der vorübergehende und ε der bleibende Eindruck auf der Fahrbahn.

Auf Pflasterstrassen bleiben nach Dupuit die oben angeführten Gesetzmässigkeiten bezüglich der Belastung und der Radgrösse unverändert, dagegen nimmt der Widerstand mit der Fahrgeschwindigkeit zu, weil sich Stösse geltend machen, auch vermindert sich der Widerstand, wenn die Breite der Felgen wächst, bis diese einen gewissen Grenzwert erreicht hat; durch Aufhängen der Wagen in Federn vermindert sich der Widerstand um so mehr, je vollkommener jene ist und je bedeutender die Geschwindigkeit, während auf glatten Steinschlagbahnen der Bewegungswiderstand durch Federaufhängung unbeeinflusst bliebe.

Emmery's hierauf bezügliche Arbeiten.

Sehr lehrreich ist ein ausführlicher Bericht von Emmery[1]) der auch auf die von Dupuit neuerdings ausgeführten Versuche Rücksicht nimmt. Emmery war Sekretär jener Kommission, die unter dem 4. Februar 1839 vom Minister der öffentlichen Arbeiten zur Kontrolle der Versuche Morin's und Dupuit's eingesetzt worden war, hatte als solcher den Versuchen beigewohnt, sich eine sehr weitgehende Sachkenntnis angeeignet und durch umfassende Studien zur weiteren Klärung der verschiedenen Angelegenheiten beigetragen. Auf Grund seiner Arbeiten gelangt er zu folgenden Ergebnissen:

1. Breite Felgen sind zu verwerfen. Gerade die schmalsten Felgen erwiesen sich am wenigsten nachteilig für die Strassen, vorausgesetzt dass die Ladung im Verhältnis zur Felgenbreite vermindert war.

2. Die grössten Räder erfordern die geringste Zugkraft, auch beschädigen sie die Strassen viel weniger, weil sie eine grössere Berührungsfläche mit diesen haben und mehr auf Verdichtung als Zerstreuung der Decklage hinwirken. Ausserdem gestatten bei gleicher Felgenbreite grosse Räder eine schwerere Ladung als kleine.

3. Bezüglich der Abnützung der Strassen gleicht die federnde Aufhängung die schädliche Wirkung des Trab aus, woraus folgt, dass ein mit Federn versehenes Fahrzeug im Trab gleich zu achten sei einem solchen ohne Federn, wenn es im Schritt bewegt wird.

---

[1]) Emmery, Recherches sur les principes qui paraissent devoir former la base d'une nouvelle législation pour la police du roulage. Ann. d. ponts et chaussées, Mém. 1841, 2. Sem. pag. 257—464.

Emmery glaubte aus diesen Tatsachen folgende Schlüsse ziehen zu sollen:

1. Felgen von 17 cm Breite seien in einem neuen Gesetz zu verbieten, zweckmässig erschiene es die grösstzulässige Breite auf 12 cm zu beschränken, ohne dass jedoch ausgeschlossen wäre, in besonderen Fällen bis zu 14 cm zu gehen, als Kleinstmass sei eine Breite von 6 cm festzuhalten, unter der Voraussetzung jedoch, dass die Ladungen im Verhältnis zur Felgenbreite festgestellt werden.

2. Bezüglich der Radgrösse sollten Preise ausgesetzt werden mit Zugrundelegung folgender Klassen:

Kleine Räder:	1,00	1,167	1,33	1,50	m Durchmesser
Grosse Räder:	1,667	1,833	2,00	2,155	„ „

3. Es erscheine vollkommen gerechtfertigt die Weggelder sowohl im Verhältnis zum Raddurchmesser, wie auch zur Felgenbreite zu bemessen. Als Ausgangs-Einheit seien 125 kg für das Zentimeter Felgenbreite der kleinsten Karrenräder von 1,667 m Durchmesser zu wählen, so dass die Zonenbelastungen für die verschiedenen Räder der Karren und Wagen zwischen 50 kg und 162,5 kg für das cm der Felgenbreite betragen.

Die Vorschläge, die Emmery der Kommission als Grundlage für eine neue Gesetzgebung unterbreitete, wurden von dieser anerkannt, jedoch aus mancherlei Erwägungen nach verschiedenen Seiten hin abgeändert und zu neuen Vorschlägen verarbeitet, die in der Folge bei Erlassung der neuen französischen Gesetzesbestimmungen wenigstens teilweise Berücksichtigung fanden, Bezüglich der Versuche Morin's und Dupuit's spricht sich die Kommission noch besonders folgendermassen aus:

„La Commission, en terminant ses travaux, regrette de ne pouvoir mentionner ici tous les ingénieurs qui, directement ou indirectement, ont concouru aux progrès qui caractérisent le nouveau projet de réglementation. Mais elle croit de son devoir de signaler hors ligne:

Comme travaux antérieurs à 1839, les expériences de 1833 à 1834 de M. Dupuit, et les expériences de 1837 à 1838 de M. Morin.

Comme travaux postérieurs à 1839, les expérimentations si intelligentes, si éclairées et si utiles qui ont été dirigées par M. Morin pendant les trois années 1839, 1840 et 1841, ainsi que les compléments d'expériences de 1840 de M. Dupuit.

Et la Commission a l'honneur en conséquence de proposer à l'administration de vouloir bien donner à MM. Dupuit et Morin des témoignages de satisfaction.“ (Ann. d. p. et. ch. Mém. 1841, 2. sem. p, 461.)

Leistung der Zugtiere.

1. Kraftformeln. Erfahrungsergebnisse.

Um die Gleichungen Nr. 16—20 zur Lösung von bestimmten Aufgaben benützen zu können, muss neben der Art und Beschaffenheit der Strasse auch die Leistungsfähigkeit der Zugtiere bekannt sein. Wie jene so wird auch diese durch mancherlei Umstände beeinflusst. Sie ist verschieden gross je nach der Art des Zugtiers, seinem Alter, der ihm zugewendeten Pflege, der Übung, in der dasselbe steht u. dgl. m. Von ganz besonderem Einflusse aber, auch unter sonst ganz gleichen Umständen, ist die Geschwindigkeit (v), mit der die Arbeit vollzogen wird, und die tägliche Arbeitszeit (z), also die Grösse des Zeitabschnittes zwischen zwei längeren Ruhepausen, während der die Arbeit, nur von kurzen Pausen unterbrochen, andauert.

Es ist eine durch vielfache Erfahrung festgestellte Tatsache, dass es für jede Art von Leistung einen Sonderwert (c) der Geschwindigkeit und einen solchen (t) für die tägliche Arbeitszeit gibt, die beide insoferne als besonders zweck-

entsprechend erscheinen, als sie der Natur des Tieres am meisten zusagen, so zwar, dass dieses alsdann bei vollkommener Ausnützung seiner Kraft und ohne übermässige Anstrengung eine Zugkraft Z_0 ausübt, die mit c und t zusammen einen Grösstwert der täglichen Arbeit

$$Z_0 . c . t$$

liefert.

Jede Abweichung von diesen zweckmässigen (normalen, mittleren) Werten der Grössen Z, v und z hat eine Verminderung der täglichen Gesamtleistung zur Folge, wenn anders das Tier nicht überanstrengt und schliesslich vor der Zeit abgenützt werden soll.

Auf Grund dieser Tatsache und mit Benützung verschiedener Beobachtungs- und Versuchs-Ergebnisse haben mehrere Schriftsteller sogenannte Kraftformeln aufgestellt, aus denen die von dem Zugtiere zu erwartende Zugkraft berechnet werden kann, wenn dasselbe unter anderen als den normalen Verhältnissen zu arbeiten genötigt ist.

Ziemlich allgemein ist die von Maschek[1]) entwickelte Gleichung im Gebrauch, die derselbe unter Anlehnung an Gerstner[2]) ableitete indem er die der Erfahrung iu der Hauptsache entsprechende Annahme machte, dass eine Änderung der zweckmässigen Geschwindigkeit c in $v = c \pm \nu_1 . c$ bei gleich bleibender Arbeitsdauer t eine Änderung der Zugkraft Z_0 in $Z = Z_0 \mp \nu_1 . Z_0$ zur Folge habe, und dass in gleicher Weise eine Änderung allein der zweckmässigen Arbeitsdauer t in $z = t \pm \nu_2 t$ die Veränderung des Z_0 in $Z = Z_0 \mp \nu_2 Z_0$ bedingen müsse, dass demnach bei gleichzeitiger Änderung beider Normalwerte der Zusammenhang

$$Z = Z_0 \mp \nu_1 Z_0 \mp \nu_2 Z_0$$

oder, weil

$$\mp \nu_1 = \frac{c - v}{c} \text{ und } \mp \nu_2 = \frac{t - z}{t}$$

auch

$$Z = Z_0 \left(3 - \frac{v}{c} - \frac{z}{t}\right) \quad . \quad . \quad . \quad 30$$

oder

$$\frac{Z}{Z_0} + \frac{v}{c} + \frac{z}{t} = 3 \quad . \quad . \quad . \quad 30a$$

bestehe[3]), Diese, wie alle ähnlichen Formeln, können aber selbstverständlich einigermassen zutreffende Werte für eine der in ihnen vorkommenden Grössen nur dann liefern, wenn die für die übrigen Grössen angenommenen Werte nicht allzusehr von ihren mittleren (normalen) Werten abweichen.

So liefert z. B. die Formel für $z = 0$ und $v = 0$ den Wert $Z = 3 Z_0$, wonach das Pferd beim Anziehen die 3fache normale Zugkraft auszuüben vermöchte. Die Erfahrung lehrt aber, dass die Zugpferde häufig viel grössere Kräfte beim Anziehen ausüben und alsdann, nachdem sie kurze Zeit geruht haben, noch stundenlang fortarbeiten ohne Schaden zu erleiden.

So hat Lindley[4]) in Frankfurt a. M. auf der dortigen Trambahn bei Versuchen mit einem Wagen von 1940 kg Eigengewicht und 1925 kg Personengewicht, zusammen also 3865 kg schwer, folgendes gefunden:

---

1) Maschek, Theorie der menschlichen und tierischen Kräfte, Prag 1842.

2) Gerstner, Handbuch der Mechanik, 1. Bd., Prag 1831, S. 13 ff.

3) Siehe auch die Annahmen von Léchalas in Abh. 59.

4) Lindley, Über die verschiedenen Systeme der elektrischen Bahnen, Vortrag, gehalten am 28. August 1891 in der Versammlung deutscher Städte-Verwaltungen aus Anlass der internationalen elektrotechnischen Ausstellung in Frankfurt a. M., Elektrotechnische Zeitschrift, Heft 46, 1891.

„Die bei regelmässiger Fahrt ausgeübte Zugkraft betrug

auf ebener Bahn	30— 50 kg
in Krümmungen von 200 bis 16 m Halbmesser	100—200 „
auf einer Steigung von 1,87 % bei 3,3 m Geschwindigkeit	150 „
Die beim Ingangsetzen des Wagens ausgeübte Kraft dagegen war:	
auf ebener Bahn	200—220 „
auf Steigungen	200—250 „
in Kurven und Weichen	250—300 „

und stieg manchmal auf 350 und 360 kg, und zwar letzteres in einer Kurve von 16,2 m Halbmesser bei 1 % Steigung.

Das Pferd hatte ein Gewicht von 560 kg und übte demnach eine Zugkraft bis zu 65 % seines Eigengewichtes aus und eine Zugkraft, die mehr als das 10fache der mittleren betrug."

Ebenso würde man für $z = 0$ und $Z = 0$ aus der Formel $v = 3c$ und für $z = t$ und $Z = 0$ $v = 2c$ finden, womit ausgesprochen wäre, dass ein Zugpferd unter diesen Umständen überhaupt keine Last mehr zu bewegen imstande wäre, während die Erfahrung lehrt, dass dies für Reise- und Postwagen keineswegs zutrifft.

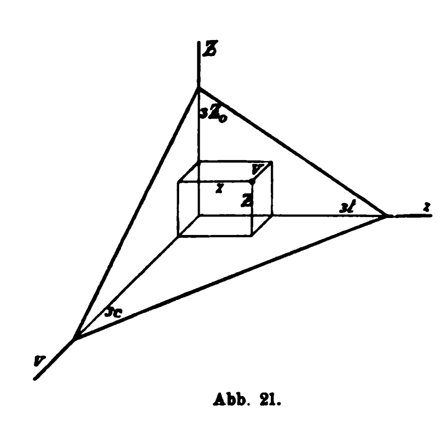


Abb. 21.

Launhardt hat nachgewiesen, dass, wenn man genötigt ist von einem der drei mittleren Werte Z_0, c oder t abzuweichen und infolgedessen der unbedingte Grösstwert $Z_0 . c . t$ der täglichen Leistung nicht erzielt werden kann, alsdann noch ein sog. relatives Maximum der Leistung möglich ist. Wenn man z. B. veranlasst ist mit einer von Z_0 abweichenden Zugkraft Z zu arbeiten, so ist es am zweckmässigsten, die Bedingung $\frac{v}{c} = \frac{z}{t}$ zu erfüllen und folglich die Maschek'sche Kraftformel in der vereinfachten Form

$$Z = Z_0 (3 - 2 . \frac{v}{c}) = Z_0 (3 - 2 . \frac{z}{t}) \quad . \quad . \quad 30b$$

festzuhalten [1]).

Forchheimer[2]) hat darauf hingewiesen, dass bei der geometrischen Auffassung der Kraftformeln der Zusammenhang der drei Veränderlichen (Z, v und z) untereinander und mit der im Verlaufe eines Tages geleisteten Arbeit besonders deutlich hervortrete.

Die Maschek'sche Kraftformel, Gleichung 30, stellt für drei rechtwinkelige Koordinaten Z, v und z eine Ebene vor, die die Achsen (Abb. 21) in den Entfernungen $3Z_0$, $3c$ und $3t$ vom Ursprunge schneidet, von welcher

[1]) Launhardt, Bestimmung der zweckmässigsten Steigungsverhältnisse der Chausseen, Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover, 1867, S. 198. Wenn man genötigt ist mit einer gegebenen von Z_0 abweichenden Zugkraft Z zu arbeiten, so stellt sich die tägliche Leistung auf Z. v. z, oder nach der Maschek'schen Formel auf

$$Z\,v\,t\,(3 - \frac{Z}{Z_0} - \frac{v}{c}), \text{ bezw. } Z\,z\,c\,(3 - \frac{Z}{Z_0} - \frac{z}{t}).$$

Diese Produkte werden zum Maximum für $v = \frac{c}{2}(3 - \frac{Z}{Z_0})$ und für $z = \frac{t}{2}(3 - \frac{Z}{Z_0})$, also für $\frac{v}{c} = \frac{z}{t}$.

[2]) Forchheimer, Bildliche Darstellung der Kraftformeln, Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1888, Nr. 10, S. 102.

das zwischen diesen Schnittpunkten gelegene Dreieck hier in Betracht kommt. Jedem Punkte dieser Dreiecksfläche entspricht ein bestimmtes Z, v und z und eine bestimmte Tagesarbeit Z . v . z, die demnach durch den Rauminhalt des in Abb. 21 gezeichneten rechtwinkeligen Parallelepipeds mit den Kantenlängen Z, v und z dargestellt wird. Wandert der betrachtete Punkt längs der Fläche, so ändert sich das Parallelepiped und sein Rauminhalt. Letzterer wird Null, wenn der Punkt in die Schnittpunkte der Fläche mit den Koordinatenachsen rückt, und er nimmt, wie leicht nachzuweisen, seinen Grösstwert für jenes Parallelepiped an, für das der Schwerpunkt des Dreiecks eine Ecke bildet. Ebenso lässt sich zeigen, dass für ein vorgeschriebenes Z, also für eine zur vz-Ebene parallele, auf dem Mascheck'schen Dreieck liegende Gerade, die Arbeit dann am grössten wird, wenn man $v : c = z : t$ macht.

Was nun die zweckmässigen Werte t, c und Z_0 betrifft, so pflegt man für die im Zug an Lastwagen arbeitenden Pferde

$$t = 8 \text{ Stunden und } c = 1,1 \text{ m/Sek.}$$

festzuhalten und im grossen Durchschnitt für

leichte	Pferde, Eigengewicht G = ungefähr	250 kg	$Z_0 = 60$ kg
mittelstarke	„ „ „	350 „	„ 75 „
sehr starke	„ „ „	450 „	„ 85 „

anzunehmen.

Von Erfahrungen, auf die sich diese Annahmen gründen, seien folgende angeführt:

Tabelle 19[1]).

Beobachtungen Bokelberg's über die Geschwindigkeit der Lastwagen.

Nr. der Beobachtung	Bezeichnung des Fuhrwerks	Beschaffenheit des Weges	Zuggeschw. in Sek. Fuss	Meter
1.	Vierspänn. Frachtwagen mit etwa 100 Ztr. Nutzladung	Fast horizontale und ebene Pflasterbahn	3,8	1,11
2.	Desgl.	Fast horizontale, aber nasse und kotige Steinschlagbahn	3,33	0,97
3.	Sechsspänn. schwer beladener Frachtwagen mit 6" breiten Rädern	Ziemlich gute und fast horizontale Pflasterbahn	3,5	1,02
4.	Einspänniges Frachtfuhrwerk	Desgl.	3,46	1,01
5.	Zweispänniges „	Desgl.	3,3	0,96
6.	Dreispänniges „	Desgl.	3,7	1,08
7.	Vierspänniges „	Fast horizontale Steinschlagbahn von guter Beschaffenheit	3,7	1,08
8.	Zweispänniges Frachtfuhrwerk mit nur 37 Ztr. Ladung und guter Bespannung	Auf 1000 Ruten steigender (1/40 bis 1/16) u. auf 770 Ruten erst stärker und dann sanfter fallender, guter Steinschlagbahn	3,5 im Durchschnitt	1,02
9.	Zweispänniges Lastfuhrwerk mit 80 Ztr. Ladung	Fast horiz. u. ziemlich ebene Pflasterbahn	3,1	0,91
10.	Desgl.	Fast horiz. und sehr ebene Steinschlagbahn	3,33	0,97
11.	Zweispänniges Lastfuhrwerk mit 72 Ztr. Ladung	Sehr ebene und fast horizontale Steinschlagbahn	4,14	1,21
12.	Desgl.	Sehr sanft fallende und ebene Steinschlagbahn	4,94	1,44
13.	Desgl.	Anfangs stärker, dann sanfter fallende gute Steinschlagbahn	4,8	1,40

[1]) Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1855, S. 67.

Nr. der Beobachtung	Bezeichnung des Fuhrwerks	Beschaffenheit des Weges	Zuggeschw. in Sek. Fuss	Meter
14.	Desgl.	Anfangs schwächer, dann bis zu $^1/_{19}$ ansteigende und zuletzt in die Wagrechte übergehende Steinschlagbahn von schlechter Beschaffenheit	2,9	0,85
15.	Desgl.	Steinschlagbahn von schlechter und guter Beschaffenheit mit ziemlich wellenförmigem Längenprofil unter $^1/_{20}$ Steigung, v. 2370 Ruten Länge	4	1,17
			im Durchschnitt	
16.	Zweispänniges Lastfuhrwerk mit 59 Ztr. Ladung	Im Mittel um $^1/_{23}$ der Länge ansteigende Steinschlagbahn von schlechter Beschaffenheit	1,9	0,55
17.	Zweispänniges Landfuhrwerk	Desgl.	2,66	0,78
18.	Zweispänniges Landfuhrwerk von 74 Ztr. Gewicht	Ziemlich ebene Steinschlagbahn von $^1/_{20}$—$^1/_{14}$ Steigung u. 245 Ruten Länge	1,6-2,6	0,47-0,76
			Mittel 2	0,58
19.	Dasselbe Fuhrwerk von 55 Ztr. Gewicht	Desgl.	2,36	0,69
20.	Zweispänniges Landfuhrwerk mit 50 Ztr. Ladung	Fast horizontale Pflasterbahn von ziemlich guter Beschaffenheit	3,8	1,11
21.	Desgl.	Fast horiz. u. ebene Steinschlagbahn	3,9	1,14
22.	Zweispänniges leichtes Torf-Fuhrwerk	Fast horizontale Pflasterbahn von guter Beschaffenheit	3,7	1,08
23.	Zweispänniges Landfuhrwerk	Ebene u. horizontale Steinschlagbahn	4,44	1,30
24.	Desgl.	Desgl.	4,37	1,28
25.	Desgl.	Zuerst sanft ansteigende und zuletzt wieder fallende Pflasterbahn von guter Beschaffenheit	3,87	1,13
26.	Ein mit 3 Personen besetzter Reisewagen, gut bespannt	Steinschlagbahn von $^1/_{20}$ Ansteigung und guter Beschaffenheit	4,7	1,37
27.	Eine Kalesche	Steinbahn	5,3	1,55
28.	Unbeladenes Last- und Landfuhrwerk	Fast horiz. u. gute Steinschlagbahn	5,3	1,55
			(aus 31 Versuchen)	
29.	Desgl.	Desgl. Grösstwert	5,9	1,72
30.	Desgl.	Desgl. Kleinstwert	4,4	1,28
31.	Kutschen	Desgl.	3,8-5,3	1,11-1,55
32.	Eine Chaussee-Walze von ungefähr 140 Ztr. Gewicht, mit 6—8 Pferden bespannt	Neu beschüttete Steinschlagbahn	1,6-2,8	0,47-0,82
33.	Ein Frachtwagen von 103 Ztr. Ladung, mit 6 Pferden bespannt, auf einer 32 Stunden langen Fahrt von Rouen nach Paris	Auf gepflasterter Bahn	4,5	1,31
		Auf Steinschlagbahn	3,2	0,93
34.	Ein 98 Ztr. schwerer Postwagen, von 4 Pferden gezogen	Erdbahn	4,27	1,25

Tabelle 20.

Angaben verschiedener Schriftsteller über Leistungen der Pferde.

Die Angaben sind entnommen:	Beobachter	Zugkraft Z kg	Geschwindigkeit v m Sek.	Tägl. Arbeitszeit z Stunden	Sekundliche Arbeit m. kg.
Bokelberg, Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1855, S. 71.	Dupin	90,3	1,11	8	100,2
	Belidor	84,2	1,11	—	93,5
	Désaguiliers	93,5	0,93	—	86,9
	N. N.	84,2	1,02	8	85,9
	Schneider	81,8	1,02	8	83,4
	Gengembre	80,4	1,00	8	80,4
	Umpfenbach	84,2	0,03	—	78,3
	Gerstner	56,0	1,26	8	70,6
	Sganzin	74,8	0,88	10	65,8
	Le Sauveur	81,8	0,93	—	76,1
	Schmidt			Grösstwert	115
	Regnier	Absolute Kraft des Pferdes			344 kg
Kaven, Der Wegbau, 1870, S. 105.	Désaguiliers	90,7	1,12	8	101,6
	Dupin (Englisches Pferd)	90	1,11	8	99,9
	Wesermann, Bergische Karren auf Chausseen	81,8	0,96	8	78,5
	Hachette (dynamometrisch)	67	1,0	8	67,0
	Navier (am Göpel)	40,5	1,0	8	40,5
	Morin (am gewöhnl. Fuhrwerk)	70	0,9	10	63,0
	Bousson	50	1,1	7,27	55,0

Um den Einfluss verschiedener Umstände auf die Grösse der Zugleistung von Pferden deutlich vor Augen zu stellen, sind die Tabellen Nr. 21—23 berechnet worden.

Nr. 21 enthält die Gesamtlasten und, das Eigengewicht des Fahrzeuges für den Pferdekopf mit 500 kg in Ansatz gebracht, die Nutzlasten, die ein Pferd von mittlerer Stärke ($G = 350$ kg) auf verschieden stark steigenden Strassen unter der Voraussetzung fortzuschaffen vermag, dass es in zweckmässigster Weise arbeitet und eine Zugkraft $Z_0 = 75$ kg ausübt. Die Fahrbahn der Strasse ist beschottert und ebenso wie die Fuhrwerke in gutem Zustande gedacht, so dass die den Gesamtwiderstand messende Zahl $\mu = {}^1/_{40}$ zutrifft. Die Berechnung ist sowohl nach Gleichung Nr. 20 wie auch nach Nr. 20a ausgeführt worden.

Tabelle 21.

Die von einem Pferde bei anhaltendem Zuge auf Strassen von verschiedener Steigung mit der zweckmässigsten Geschwindigkeit $c = 1{,}1$ m/Sek. aufwärts zu befördernde Last. Widerstandszahl $\mu = {}^1/_{40}$, Pferdegewicht $G = 350$ kg, Mittlere Zugkraft $Z_0 = 75$ kg.

Strassen-Steigung		$Q = \frac{Z_0 - G \cdot tg\,\alpha}{\mu + tg\,\alpha}$		$Q = \frac{1 - 2\,tg\,\alpha}{\mu + tg\,\alpha} \cdot Z_0$	
$tg\,\alpha$	%	Gesamtlast kg	Nutzlast kg	Gesamtlast kg	Nutzlast kg
0	0	3000	2500	3000	2500
$^1/_{20}$	$^1/_2$	2442	1942	2475	1975
$^1/_{100}$	1	2043	1543	2100	1600
$^1/_{50}$	2	1511	1011	1600	1100
$^1/_{33,3}$	3	1173	673	1282	782
$^1/_{25}$	4	938	438	1062	562
$^1/_{20}$	5	767	267	900	400
$^1/_{16,6}$	6	635	135	776	276
$^1/_{14,3}$	7	532	32	679	179
$^1/_{12,5}$	8	448	—	600	100
$^1/_{11,1}$	9	378	—	535	35
$^1/_{10}$	10	320	—	480	—

Hiernach könnte ein Pferd auf einer Strasse von der vorausgesetzten Beschaffenheit bei einer durchgehenden Steigung von 7, bezw. 9 % eine nennenswerte Nutzlast nicht mehr befördern ohne sich in ungünstiger Weise anzustrengen.

Für die Berechnung der Tabelle 22 ist die Gleichung 20 allein beibehalten und, wie oben, $c = 1{,}1$ m/Sek., $Z_0 = 75$ kg und $G = 350$ kg angenommen worden, dagegen wurde neben dem Steigungsverhältnisse $\operatorname{tg}\alpha$ auch die Widerstandszahl μ wechselnd gedacht. Eigentlich wäre mit der Grösse der Nutzladung auch das Eigengewicht der Fahrzeuge wechselnd zu nehmen.

Tabelle 22.

Die von einem Pferde bei anhaltendem Zuge auf Strassen von verschiedener Steigung und Glätte aufwärts zu befördernde Gesamtlast, wenn dasselbe mit der zweckmässigsten Geschwindigkeit $c = 1{,}1$ m/Sek. während der mittleren täglichen Arbeitszeit von 8 Stunden arbeitet und dabei die mittlere Zugkraft $Z_0 = 75$ kg ausübt. Pferdegewicht $G = 350$ kg.

Steigung		Der Strassenbahn Widerstandszahl μ								
$\operatorname{tg}\alpha$	%	$^1/_{150}$	$^1/_{100}$	$^1/_{75}$	$^1/_{50}$	$^1/_{40}$	$^1/_{30}$	$^1/_{20}$	$^1/_{10}$	$^1/_{7}$
0	0	11250	7500	5625	3750	3000	2250	1500	750	**525**
$^1/_{200}$	$^1/_2$	6279	4883	3995	2930	2442	1911	1332	698	495
$^1/_{100}$	1	4290	3575	3064	2383	2043	1650	1192	650	468
$^1/_{50}$	2	2550	2267	2040	1700	1511	1275	971	**567**	418
$^1/_{33,3}$	3	1759	1613	1488	1290	1173	1018	806	496	373
$^1/_{25}$	4	1307	1220	1144	1017	938	832	678	436	334
$^1/_{20}$	5	1015	958	908	821	767	690	**575**	383	298
$^1/_{16,6}$	6	810	771	736	675	635	**579**	491	338	266
$^1/_{14,3}$	7	659	631	606	**561**	**582**	489	421	297	237
$^1/_{12,5}$	8	**542**	**522**	**504**	470	448	415	362	261	211
$^1/_{11,1}$	9	450	435	421	395	378	353	311	229	187
$^1/_{10}$	10	375	364	353	333	320	300	267	200	165

Die fett gedruckten Zahlen geben für jeden Wert von μ die Grenze an, bis zu der die Steigung der betreffenden Strasse nicht anwachsen darf, wenn noch eine Nutzlast befördert werden soll, vorausgesetzt, dass das Eigengewicht des Wagens, auf den Pferdekopf der Gespanne ausgeschlagen, 500 kg beträgt.

Um endlich noch den Einfluss der Fahrgeschwindigkeit zu erkennen wurde die Tabelle 23 berechnet.

Dabei ist angenommen, dass sich ein Pferd derselben Art wie es bisher vorausgesetzt war, also mit den zugehörigen Werten

$$G = 350 \text{ kg} \qquad Z_0 = 75 \text{ kg} \qquad c = 1{,}1 \qquad t = 8$$

mit demselben Wagen auf Steinschlagbahnen von verschiedener Steigung, jedoch gleicher Oberflächenbeschaffenheit, ausgedrückt durch die Widerstandszahl $\mu = {}^1/_{40}$ bewege, und zwar bei einer täglichen Arbeitszeit von 8 Stunden abwechselnd mit der Geschwindigkeit

$$v = 0{,}5, \quad 0{,}75, \quad 1{,}0, \quad 1{,}1, \quad 1{,}25, \quad 1{,}5 \text{ m/Sek.}$$

Hierfür ergeben sich zunächst aus der Maschek'schen Kraftformel

$$Z = 75\left(2 - \frac{v}{1{,}1}\right)$$

die zugehörigen Werte der Zugkraft, beziehungsweise

$$Z = 116, \quad 99, \quad 82, \quad 75, \quad 65, \quad 48 \text{ kg}$$

und sodann aus der allgemeinen Beziehung

$$Q = \frac{Z - G \,.\, \operatorname{tg}\alpha}{\mu + \operatorname{tg}\alpha}$$

die in der Tabelle zusammengestellten Werte der zu befördernden Gesamtlast, sowie der nach Abzug des Wagengewichtes von 500 kg verbleibenden Werte der Nutzlast.

Tabelle 23.

Die von einem Pferde bei anhaltendem Zuge auf Strassen von verschiedener Steigung mit verschiedenen Geschwindigkeiten aufwärts zu befördernde Last. Widerstandszahl $\mu = {}^1/_{40}$, Pferdegewicht $G = 350$ kg, $Z_0 = 75$ kg.

Strassen-Steigung	Zuggeschwindigkeit in Meter für die Sekunde									
	0,5		0,75		1,0		1,25		1,5	
%	Gesamtl. kg	Nutzl. kg	Gesamtl. kg	Nutzl. kg	Gesamtl. kg	Nutzl. kg	Gesamtl. kg	Nutzl. kg	Gesamtl. kg	Nutzl. kg
0	4640	4140	3960	3460	3280	2780	2600	2100	1920	1420
$^1/_2$	3808	3308	3242	2742	2675	2175	2108	1608	1542	1042
1	3214	2714	2729	2229	2243	1743	1757	1257	1271	771
2	2422	1922	2044	1544	1667	1167	1289	789	911	411
3	1918	1418	1609	1109	1300	800	991	491	682	182
4	1569	1069	1308	808	1046	546	785	285	523	23
5	1313	813	1087	587	860	360	633	133	407	—
6	1118	618	918	418	718	218	518	18	318	—
7	963	463	784	284	605	105	426	—	247	—
8	838	338	676	176	514	14	352	—	190	—
9	735	235	587	87	439	—	291	—	143	—
10	648	148	512	12	376	—	240	—	104	—

Die Zahlen dieser Tabelle zeigen, dass sich der Einfluss der Geschwindigkeit um so ungünstiger stellt, je stärker die Längsneigung der Fahrbahn ist; so würde sich beispielsweise ungefähr $^1/_3$ der betreffenden Nutzlast für die Wagrechte

bei $v = 1{,}5$ m auf Steigungen zwischen 1 u. 2 %
„ $v = 1{,}0$ „ „ „ „ 2 „ 3 %
„ $v = 0{,}5$ „ „ „ „ 3 „ 4 %

ergeben.

Weiter mag nochmals ausdrücklich daran erinnert werden, dass die berechneten Leistungen der Tabellen 21—23 unter der Voraussetzung gefunden wurden, dieselben seien während acht Tagesstunden zu erwarten, und dass auf viel stärkere Leistungen während kurzer Zeit gerechnet werden darf, wenn sich die Zugtiere hernach auf schwächer geneigten Strecken oder durch Stillstehen wieder ausruhen und Kräfte sammeln können. Auf dieser durch vielfache Erfahrungen erhärteten Tatsache beruht die Art, wie man die Grösststeigung eines Strassenzuges feststellt, worauf hier jedoch nur hingewiesen werden kann. Dort sind auch allerlei Erfahrungsergebnisse zusammengestellt, die teilweise hier einschlägig sind.

Noch ist es von Interesse die von dem Pferde bei verschiedener Geschwindigkeit geleistete Tagesarbeit in m.kg zu vergleichen; nach der Gleichung

$$\text{Tägliche Arbeit } \mathfrak{A} = Z \cdot v \cdot 8 \cdot 60 \cdot 60''$$

erhält man beziehungsweise für

$v = 0{,}5$ m/Sek. $Z = 116$, $\mathfrak{A} = 1\,670\,400$ mkg
$v = 0{,}75$ „ 99, 2 138 400 „
$v = 1{,}0$ „ 82, 2 361 600 „
$v = 1{,}1$ „ 75, **2 376 000** „
$v = 1{,}25$ „ 65, 2 340 000 „
$v = 1{,}5$ „ 48, 2 073 600 „

wobei die fettgedruckte Zahl den Grösstwert $\text{Max } \mathfrak{A} = Z_0 \cdot c \cdot 8 \cdot 60 \cdot 60$ darstellt.

Steenstrup[1]) gibt in seinem Buche folgende hierher gehörige Tabelle an.

Tabelle 24.

Art der Wagen		Gewicht der Wagen		Beladen mit		Bespannung	Geschwindigkeit in der Stunde	Tägliche Arbeitszeit der Pferde	Abstand der Relais	Dauerzeit der Pferde
		mit Ladung	ohne Ladung	Personen	Gütern					
		kg	kg		kg	Pferde	Lieues	Stunden	Lieues	Jahre
a) In England										
Lastwagen	2 räderige	3545	—	—	—	5	—	—	—	6—7
	4 räderige	6590 1)	—	—	—	8	—	—	—	6—7
Stages coaches		3000	1000	—	825	4	2—3	—	—	4—5
Mail coaches		2100	900	10	—	4	3—4¼	1,3	—	3—4
b) In Frankreich										
Gewöhnliches Lastfuhrwerk										
	2 räderiges	4900 2)	2200	—	—	4		8	—	
	4 räderiges	8100 2)	3400	—	—	8		8	—	
Schnelles Lastfuhrwerk							¾			6
	2 räderiges	4900 2)	2200	—	—	4		3—6 3)	7—8½	
	4 räderiges	8100 2)	3400	—	—	8		3—6 3)	7—8½	
Postwagen	1810	3500	2000	—	—	5	1	—	—	—
	1835	5000	2250	—	1475	5	2—3	3 4)	3—4 5)	5
	1841	4600	2160	16 6)	1100	—	—	—	—	—
Malle poste 1835		2250	1600	5	—	4 7)	3	—	—	4

1 Lieue entweder als lieue de poste = 4287,9 m
(oder = 4452,3 m, wenn 25 auf 1 Grad gerechnet werden).

1) Sie wiegen zuweilen 7000—8000 kg.

2) Sommerlicher Grösstwert.

3) Entweder nur als Tour, oder als Tour und Retour. Pferde und Kutscher machen gewöhnlich an einem Tag die Tour, am nächsten die Retour.

4) 1½ Stunden um einen Postwagen in der einen Richtung zu führen, und ebensoviel Zeit um einen anderen zurückzuführen.

5) 3 Lieues auf den makadamisierten Strassen, 4 auf den gepflasterten.

6) Ohne Kondukteur und Postillon.

7) Im Winter sind sie mit 5, bisweilen mit 6 Pferden bespannt.

Wie oben schon angegeben worden, weichen die Ergebnisse der Maschekschen Kraftformel um so mehr von der Wirklichkeit ab, je mehr sich die Verhältnisse, auf die sie angewendet wird, von den „mittleren" entfernen. Es macht sich dies insbesondere fühlbar, wenn die Zuggeschwindigkeit v wesentlich grösser ist als der für Frachtfuhrwerk zweckmässige Wert c = 1,1 m/Sek., wie dies bei Postwagen u. dgl. der Fall ist. Es ist deshalb erwünscht gerade für diesen Fall Anhaltspunkte aus der unmittelbaren Erfahrung zu gewinnen; in der Tabelle von Steenstrup sind einige solche gegeben. Einige andere können der Abhandlung von Bousson[2]) entnommen werden, der eine grössere Anzahl von Versuchen über die Zugleistung von Pferden auf Eisenbahnen unter verschiedenen Umständen angestellt hat. Ausserdem sei noch auf eine

1) Steenstrup, Leitfaden zur Anlage und Unterhaltung der Landstrassen usw., Kopenhagen 1843, S. 376. Die Angaben über lieues sind sehr verschiedenartig, die Länge des aus dem Breitengrad abgeleiteten Masses würde auf Grund der neueren Messungen wohl etwas anders ausfallen.

2) Bousson, Sur les résultats pratiques des différents modes de traction et d'exploitation successivement employés sur les anciennes lignes de Rhône et Loire, Ann. de ponts et chaussées, 4. sér. Mém., 1863, 1. Sem., p. 314. Ein Auszug davon im Zivil-Ingenieur 1865, S. 39.

Abhandlung von Fourier[1]) und die Versuche des Oberingenieurs der Pariser grossen Omnibusgesellschaft M. Lavalard über die Zugleistung der Pferde beim Strassenbahn- und Omnibusbetrieb[2]) verwiesen.

In jüngster Zeit hat Baurat Seifert in Freiberg, von der Maschek'schen Kraftformel ausgehend, eine solche für höhere Geschwindigkeiten aufgestellt[3]).

Die verschiedenen Werte der Zugkraft Z, von der bisher die Rede war, bezogen sich immer auf das einzelne Tier, höchstens noch auf ein Paar von Tieren. Sobald eine grössere Zahl derselben an demselben Wagen angespannt werden, sinkt erfahrungsgemäss ihre Leistung.

Bokelberg (Zeitschrift d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1855 S. 74) nimmt die Nutzladung unter übrigens gleichen Umständen an

beim	Einspänner	zu	45	Ctr.	=	100	für das Hundert,
„	Zwei- „	„	44	„		98	„
„	Drei- „	„	39	„		87	„
„	Vier- „	„	36	„		80	„
„	Fünf- „	„	33	„		73	„
„	Sechs- „	„	29	„		64	„
„	Sieben- „	„	25	„		55	„
„	Acht- „	„	22	„		49	„

Bei annähernd gleichwertigen, gleichmässig eingefahrenen und gut geleiteten Pferden können diese Zahlen unbedenklich etwas erhöht werden.

---

1) Fourier, Note sur les effets utiles qu'on peut obtenir d'un cheval, à différentes vitesses, pendant une journée de travail, sur les routes ordinaires, les chemins de fer et les canaux. Ann. d. ponts et chaussées 1. sér. Mém. 1836, 1. Sem., pag. 90.

2) Zentralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 425.

3) Seifert, Eine neue Kraftformel. Zeitschrift f. Transportw. und Strassenb. 1904, S. 1, 53, 69, 101.

III. Entwurf (Projektierung) der Strassen.

Landstrassen.

Unter „Entwerfen“ (Projektieren) einer Strasse versteht man die Gesamtheit der Arbeiten, die erforderlich sind, um eine zwischen zwei Punkten auszuführende Strasse nach Unter- und Oberbau, sowie allem Zubehör festzulegen, so dass ihrer Verwirklichung nichts mehr im Wege steht.

Es handelt sich hierbei in erster Linie um Aufsuchung der richtigen Strassenlinie (das Trassieren der Strasse), sodann um die Ausarbeitung der Pläne samt Anfertigung der Kostenanschläge, und zwar beides auf Grund eines vorher gefassten Planes über die Strassenanlage, einem aufgestellten „Strassenprogramm“ entsprechend.

A. Grundsätze und Regeln für die Linienführung (das Trassieren) der Strassen.

Eine wichtige und keineswegs einfache Aufgabe ist es, die Achse einer zwischen zwei gegebenen Punkten neu herzustellenden Strasse den Verkehrsbedürfnissen entsprechend und mit gehöriger Beachtung der äusseren und inneren Bodenbeschaffenheit nach Grund- und Aufriss festzulegen. Ihre Lösung erfordert die gleichzeitige Berücksichtigung ganz verschiedenartiger Verhältnisse, die in den mannigfaltigsten Beziehungen zueinander auftreten können, so dass man nicht daran denken darf eine Anleitung zum Aufsuchen von Strassenlinien in wenigen, bestimmt ausgesprochenen Regeln zu geben. Es kann sich nur darum handeln die wichtigsten einflussnehmenden Umstände im allgemeinen zu erörtern; dem entwerfenden Ingenieur aber muss es überlassen bleiben im gegebenen Falle die Bedeutung jedes einzelnen Umstandes richtig zu beurteilen, entsprechend in Rücksicht zu bringen und schliesslich unter mehreren möglichen Strassenlinien jene zu bestimmen, die die kleinsten jährlichen Gesamtkosten (Anlage-, Unterhaltungs- und Beförderungskosten zusammen) verursacht. In den meisten Fällen vereinfacht sich allerdings die Aufgabe dadurch sehr merklich, dass die Hauptstrassenrichtung und die zu berührenden Ortschaften durch allerlei Nebenumstände, wie die Beteiligung von Gemeinden oder Privaten an den Kosten, durch Grunderwerbungsverhältnisse, oder auch durch rein technische Erwägungen ziemlich bestimmt vorgezeichnet sind. Überhaupt kann man aussprechen, dass gerade bei der Linienführung von Strassen die technische Seite der Aufgabe in der Regel viel mehr ins Gewicht fällt als die wirtschaftliche. Trotzdem wird es sich empfehlen, die Aufgabe zuerst allgemeiner zu fassen und eine Reihe von Betrachtungen, allerdings mehr theoretischer Art, über die Linienführung nach Verkehrsgesichtspunkten anzustellen.

Linienführung nach Verkehrsgesichtspunkten (kommerzielle Trassierung).

Hierauf bezügliche Betrachtungen lehren eine Strassenlinie aufzufinden, die mit Ausseraachtlassung der wirklichen Bodenbeschaffenheit und unter Voraussetzung eines wagrechten und ganz gleichartigen Baugrundes lediglich den Verkehrsverhältnissen Rücksicht trägt. Aus ihr ergibt sich die technische Linie (Trasse) durch Abänderungen, wie sie durch die wirklichen Bodenverhältnisse bedingt werden. Diese Begriffsfeststellung hat Launhardt[1]) im Jahre 1872 gegeben. Im folgenden sollen die wichtigeren, von ihm aufgestellten Sätze unter Zugrundelegung seiner neueren Veröffentlichung[2]) kurz angeführt werden, und zwar in erster Linie jene Sätze, die allgemeine Verkehrsgesetze darstellen, falls die Annahme zutreffend wäre, dass eine gleichmässig über die Erdoberfläche verteilte Verkehrsdichtigkeit vorliegt. Hernach soll das wirkliche Verkehrsbedürfnis in Betracht gezogen werden, wie es durch die Bedeutung der Ortschaften, in denen die Menschen zusammenleben, bedingt wird. Im übrigen wird auf die erwähnte grundlegende Arbeit verwiesen.

1. Gesetzmässigkeit für den Fall einer gleichmässigen Verkehrsdichtigkeit.

Strassengebiet.

Der Orts- oder Marktverkehr findet zwischen der Bevölkerung des flachen Landes und derjenigen der grösseren Ortschaften statt. Jede solche Ortschaft ist der Marktort für ein bestimmtes, sie umgebendes und auf sie angewiesenes Marktgebiet, dessen Umgrenzungslinie durch die Preise der Güter in den benachbarten Marktorten und durch die jeweiligen Frachtsätze (Frachtkosten für das Tonnenkilometer) bestimmt ist.

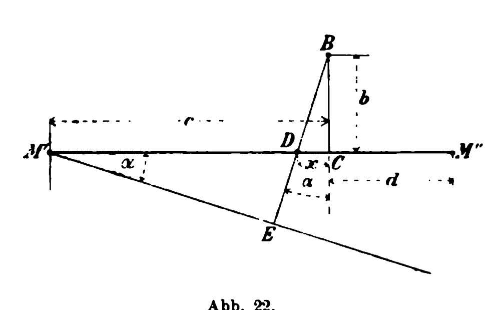


Abb. 22.

Ist M′ M″ (Abb. 22) eine zwischen den Marktorten M′ und M″ bestehende Strasse und B ein Punkt seitlich derselben im Gebiete des Ortes M′, über das die Menschenbesiedelung als gleichmässig verteilt vorausgesetzt wird, und werden die rechtwinkligen Koordinaten dieses Punktes, auf die Strasse als Grundlinie bezogen, BC = b und M′C = c genannt, so muss man annehmen, dass der Verkehr von B nach M′ hin nicht in gerader Linie erfolgt, sondern in einer gewissen Richtung BD, unter dem Winkel α zu BC, zur Strasse hin und alsdann auf dieser nach der Strecke DM′. Denn bezeichnet f den Frachtsatz auf der ungebahnten Strecke BD, und f_1 jenen auf der Strasse, so betragen die Kosten der Fracht für eine Tonne auf dem gebrochenen Wege BDM′

$$k = f \,.\, BD + f_1 \,.\, DM'$$

oder mit Rücksicht auf die Bezeichnungen der Abbildung

$$k = f \sqrt{b^2 + x^2} + f_1 (c - x)$$

Dieser Betrag nimmt einen Kleinstwert an für einen Winkelwert α, der sich aus der Gleichung

[1]) Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover, 1872.
[2]) Launhardt, Theorie des Trassierens. Hft. 1. Die kommerzielle Trassierung. Hannover, 2. Aufl., 1887.

$$\frac{dk}{dx} = 0 = \frac{f \cdot x}{\sqrt{b^2 + x^2}} - f_1 \text{ zu } \sin\alpha = \frac{f_1}{f}$$

berechnet. Hiermit erhält man schliesslich unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Abbildung, in der $\sphericalangle$ D M′ E $= \alpha$ angetragen wurde,

$$k = f \cdot BD + f_1 \cdot \frac{DE}{\sin\alpha} = f \cdot BE \quad . \quad . \quad (31$$

und damit den folgenden Satz:

Die Zufuhr von einem Orte (B) nach einem Marktorte M′ hin, unter Benützung einer bestehenden Strasse (M′ M″), erfolgt am vorteilhaftesten in der Richtung (BD) senkrecht zur sogenannten Zugangsfront (M′E), und die Gesamtbeförderungskosten von B bis zum Marktorte (M′) stellen sich ebenso hoch als wenn man die ungebahnte Strecke BE durchfahren würde.

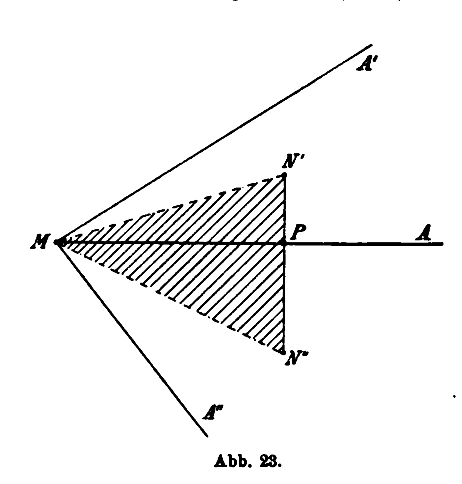


Abb. 23.

Das Gebiet einer nach dem Marktorte M führenden Strasse AM (Abb. 23) wird hiernach gegen die benachbarten, ebenfalls nach M hin führenden Strassen A′M und A″M durch die geraden Linien MN′ und MN″ begrenzt, die die Winkel, bezw. A′MA und A″MA halbieren, während die Strassengebietsgrenze gegen das benachbarte Marktgebiet, aus dem die Strasse AM kommt, durch eine senkrecht zu AM gerichtete Gerade N′N″ gebildet wird.

Auf die Bodenfläche $\frac{1}{2}$. N′N″.MP trifft die Strassenlänge MP in Kilometern, also auf ein Quadratkilometer die Strassenlänge $\frac{2}{N'N''}$; nennt man daher den Quotienten

$$\mathfrak{d} = \frac{2}{N'N''} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (32$$

die Dichtigkeit des Strassennetzes und bezeichnet die auf die Flächeneinheit des Strassengebietes im Jahre treffende Verkehrsmenge mit dem Namen „Verkehrsdichtigkeit“, so lässt sich nicht schwer erweisen (immer unter der Voraussetzung gleicher Wegsamkeit des ganzen Strassengebiets und für die Annahme die Verkehrsdichtigkeit sei konstant)

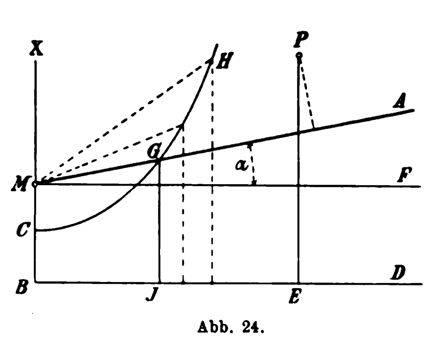


Abb. 24.

dass die Dichtigkeit des Strassennetzes als zweckentsprechend bezeichnet werden kann, wenn sie proportional ist der Quadratwurzel aus der Verkehrsdichtigkeit und umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus den Strassenbaukosten.

Zufuhrgebiet der Wasserstrassen.

Tritt an Stelle der Landstrasse (M'M'' in Abb. 22) eine Wasserstrasse (AM in Abb. 24), für die ein Frachtsatz (f_2) Gültigkeit hat, der kleiner ist als der Frachtsatz f_1 auf der Strasse, so fällt der Winkel α nach der Gleichung $\sin \alpha = \frac{f_2}{f}$ klein aus und es weicht die Zugangsfront für die Wasserstrasse nur wenig von dieser ab. Anderseits aber erwachsen jetzt besondere Kosten für das zweimalige Umladen der Güter beim Übergang derelben auf das Schiff und von da wieder auf das Landfuhrwerk.

Bezeichnet man die Kosten dieses wiederholten Umladens für die Tonne mit u, und trägt man im Abstande $MB = \frac{u}{f}$ (f wie früher der Frachtsatz für Erdwege) gleichlaufend mit der Zugangsfront MF die gerade Linie BD an, so ergeben sich nach den früheren Ermittelungen die Kosten für die Beförderung (mit Einschluss des doppelten Umladens) von dem Punkte P nach dem Marktorte M bei der Benützung der Wasserstrasse ebenso gross, wie die Beförderungskosten auf der Erdwegstrecke von der Länge PE, die senkrecht zur Zugangsfront der Wasserstrasse steht.

Eine Parabel zweiter Ordnung (CH) vom Parameter $\frac{u}{f}$ und mit dem Brennpunkte M, deren Achse $CX \perp MF$, die also von dem in der Mitte der Strecke MB gelegenen Punkte C ausgeht, trennt das Marktgebiet der Ortschaft M in 2 Teile. Von allen Punkten des einen Teils erfolgt der Verkehr am zweckmässigsten in gerader Richtung nach dem Marktorte M, für alle Punkte des anderen Teils empfiehlt es sich, die Wasserstrasse in der Richtung senkrecht zu deren Zugangsfront zu erstreben und sie alsdann bis zum Marktorte hin zu benützen. Die kürzeste Strecke der Wasserstrasse, die noch zur Benützung kommt, ist offenbar

$$GM = GJ = \frac{\frac{u}{f}}{1 - \sin \alpha} = \frac{u}{f - f_2} \quad . \quad . \quad . \quad (33$$

Weiter kann man sich überzeugen, dass die Beförderung zu Wasser erst bei grösseren Entfernungen vom Marktorte vorteilhafter als die Beförderung auf der Landstrasse ausfällt. Denn angenommen es laufe neben der Wasserstrasse AM (Abb. 25) mit der zugehörigen Zugangsfront MF eine Landstrasse mit der Zugangsfront MF' her, so bildet offenbar die Halbierungslinie GH des Winkels MGD die Grenze der Gebiete, für die die Land-, bezw. die Wasserstrasse den billigeren Verkehr ermöglicht. Die kleinste Entfernung, auf welche die Wasserstrasse noch zweckmässigerweise Benützung findet, ergibt sich in dem Abschnitte MJ, den die erwähnte Halbierungslinie auf der Geraden AM bildet. Die Länge desselben ist entsprechend der Beziehung $f_1 . MJ = f_2 . MJ + u$

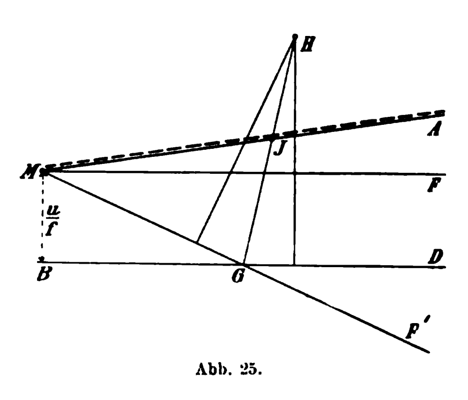


Abb. 25.

$$MJ = \frac{u}{f_1 - f_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (34$$

Zufuhrgebiet der Eisenbahnen.

Für Eisenbahnlinien bleibt der vorstehend berücksichtigte Umstand, dass bei streckenweiser Benützung derselben ein doppeltes Umladen erforderlich ist, bestehen, dagegen tritt hier noch ein neuer Umstand auf, dass nämlich die Güter nicht an jeder beliebigen Stelle, sondern nur in den Bahnhöfen auf die Eisenbahn gelangen oder von ihr abgehen können.

In Abb. 26 ist eine Eisenbahnstrecke gedacht, die unter anderem auch Bahnhöfe im Marktorte M, sowie in den Ortschaften A und B besitzt. Betragen die Kosten für die Beförderung einer Tonne auf die Weglänge von 1 km auf dem rohen Erdwege und auf der Eisenbahn bezw. f und f_2 und die doppelten Umladungskosten u, so kostet die Beförderung der Gewichtseinheit von einem Punkte P nach dem Marktorte M in gerader Linie auf ungebahntem Wege $f \cdot PM$ und mit Benützung der Bahn, wobei der nächstgelegene Bahnhof auf kürzestem Wege zu erreichen ist, $u + f \cdot PA + f_2 \cdot AM$.

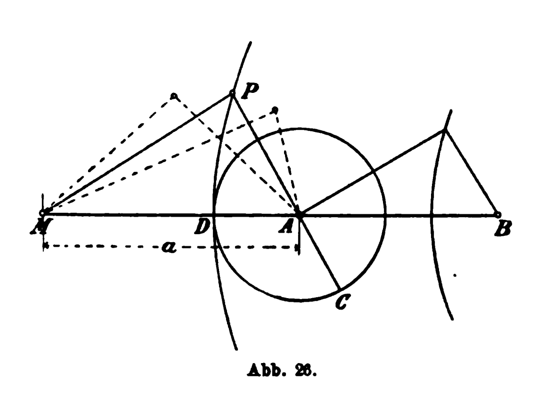


Abb. 26.

Der geometrische Ort aller Punkte, von denen aus die Beförderung nach dem Marktorte M in gerader Linie ebensoviel kosten würde als die Beförderung unter Mitbenützung der Bahn, der demnach die Grenzlinie für das Gebiet des Bahnhofes A bezeichnet, ergibt sich aus der Bedingung

$$f \cdot PM = u + f \cdot PA + f_2 \cdot AM$$

oder

$$PM - PA = \frac{u + f_2 \cdot AM}{f} \quad . \quad . \quad . \quad (35$$

offenbar als eine Hyperbel, und gleiches gilt für die Grenzlinie zwischen den Gebieten der beiden Bahnhöfe A und B.

Zieht man um A als Mittelpunkt einen Kreis mit dem Halbmesser $AC = PM - PA = \frac{u + f_2 \cdot AM}{f}$, so gibt die Länge der Sekante zwischen einem Punkte P und dem Kreispunkte C die Strecke auf ungebahntem Wege an, längs der die Beförderung ebensoviel kosten würde als von P nach A und alsdann auf der Bahn von A bis M, einschliesslich des dabei erforderlichen doppelten Umladens.

Denkt man sich auch jetzt wieder neben der Eisenbahn eine gewöhnliche Landstrasse hinlaufend, so erkennt man leicht, dass der kleine Marktverkehr die Landstrasse beibehalten wird, und dass erst bei Beförderung auf grössere Entfernungen die Eisenbahn imstande ist mit der Strasse in Wettbewerb zu treten. —

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde vorausgesetzt, die Verkehrsdichtigkeit sei eine gleichmässige auf der ganzen in Betracht kommenden Bodenfläche. Da diese Voraussetzung in Wirklichkeit nicht zutrifft, so können die gewonnenen Ergebnisse auch nur Anhaltspunkte im allgemeinen bieten. Tatsächlich wohnen die Menschen in der Regel in Ortschaften vereinigt beisammen, so dass die lediglich den Verkehrsbedürfnissen angepasste Linie durch Lage und Bedeutung dieser Ortschaften bedingt wird.

2. Satz vom Anschlusspunkte.

Zur Lösung der einfachen Aufgabe, den zweckmässigsten Anschluss einer Ortschaft an einen bestehenden Verkehrsweg zu bestimmen, sind zunächst die Menge der in dieser Ortschaft im Jahre ankommenden und abgehenden Güter, sowie die Richtung, in der sich dieselben bewegen, festzustellen, sodann die Frachtsätze für die bestehende und die neu anzulegende Strasse, die Baukosten für letztere und die Unterhaltungskosten für diese und jene. Sodann ist für eine angenommene Richtung des Anschlussweges die Gesamtsumme aus den Zinsen des Baukapitals, sowie den jährlichen Unterhaltungs- und Beförderungskosten zu berechnen und zuzusehen, für welchen Richtungswinkel der anzulegenden Strasse diese Summe einen Kleinstwert annimmt.

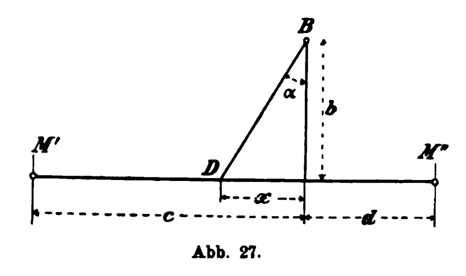


Abb. 27.

Ist also in Abb. 27 M′ M″ die bestehende Strasse, B die zur Seite derselben gelegene Ortschaft, beträgt die Menge der auf den Strecken BD, M′D und M″D jährlich hin und zurück beförderten Güter bezw. M_3, M_1 und M_2, wobei $M_1 + M_2 = M_3$ stattfindet, und wird der Frachtsatz (Kosten für das Tonnenkilometer) auf dem Anschlusswege BD mit f und auf der bestehenden Strasse mit f_1 bezeichnet, so erhält man zunächst für die jährlichen Verkehrs-(Beförderungs-)kosten

$$M_3 (b^2 + x^2)^{\frac{1}{2}} . f + M_1 (c - x) f_1 + M_2 (d + x) f_1.$$

Heissen weiter K die kilometrischen Baukosten des Weges BD und die nur zum Teil von der Verkehrsgrösse abhängigen kilometrischen Unterhaltungskosten desselben $U + \beta . M_3$, endlich die Unterhaltungskosten der bestehenden Strasse, soweit sie durch die Verkehrsgrösse bedingt sind, bezw. β_1 M_1 und β_1 M_2, so berechnen sich bei einem Zinsfusse i die gesamten Bau- und Unterhaltungskosten für ein Jahr zu

$$(K . i + U + \beta M_3)(b^2 + x^2)^{\frac{1}{2}} + M_1 (c - x) \beta_1 + M_2 (d + x) \beta_1$$

und endlich die auf ein Jahr ausgedehnte Summe der Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten zu

$$S = [K . i + U + (\beta + f) M_3](b^2 + x^2)^{\frac{1}{2}} +$$
$$+ M_1 (c - x)(\beta_1 + f_1) + M_2 (d + x)(\beta_1 + f_1)$$

oder wenn die jährlichen kilometrischen Gesamtkosten für die Strecken BD, M′D und M″D bezw. mit B, M′ und M″ bezeichnet werden,

$$S = B (b^2 + x^2)^{\frac{1}{2}} + M' (c - x) + M'' (d + x).$$

Diese Summe wird am kleinsten für einen Wert von α, der sich aus der Beziehung

$$\frac{dS}{dx} = 0 = B . \frac{x}{\sqrt{b^2 + x^2}} - M' + M'' \text{ zu}$$

$$\sin \alpha = \frac{x}{\sqrt{b^2 + x^2}} = \frac{M' - M''}{B} = \frac{(M_1 - M_2)(\beta_1 + f_1)}{K i + U + (\beta + f) M_3} \qquad (36$$

ergibt.

Beispiel: Die Ortschaft B liege 5 km seitlich der Strasse; von dem ihr zukommenden Gesamtverkehre von 1200 t bewegen sich 900 t nach und von dem Marktorte M′, 300 t nach

und von M″. Es soll ein Erdweg angelegt werden, für welchen K = 5000 Mark, U = 100, $\beta = 0{,}02$ und f = 0,50 gerechnet werden muss, während für die bestehende Strasse $\beta_1 = 0{,}03$, $f_1 = 0{,}20$, der Zinsfuss aber i = 0,04 beträgt.

Hiermit berechnet sich zunächst aus der Gleichung für sin α der Wert $\alpha = 8^0\ 35'$, die Strecke x = 0,755 km und die Länge des Anschlussweges BD = 5,057 km.

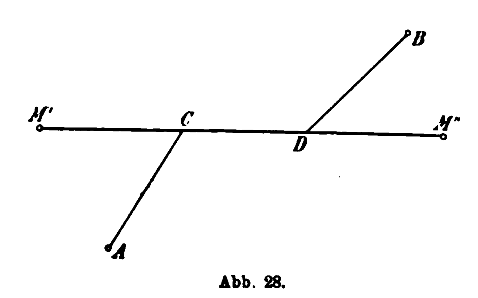


Abb. 28.

Der vorstehend behandelte Fall findet wiederholte Anwendung bei Lösung der Aufgabe, eine Strasse zwischen zwei Ortschaften A und B anzulegen, wobei eine bestehende Strasse M′M″ gekreuzt werden muss (Abb. 28), indem zweckmässigerweise hierbei ein Stück CD der vorhandenen Strasse als Teil der neuen Verbindung beibehalten wird. Es müssen nur die Verkehrsgrössen bekannt sein, die sich innerhalb der verschiedenen Strecken bewegen.

3. Satz vom Knotenpunkte, Anwendung desselben.

Soll ein zwischen den drei Ortschaften A, B und C (Abb. 29) bestehender Verkehr in möglichst zweckentsprechender Weise erfolgen, so sind im allgemeinen drei Strassenlinien herzustellen, AP, BP und CP, die sich in einem gewissen Punkte P, dem Knotenpunkte schneiden.

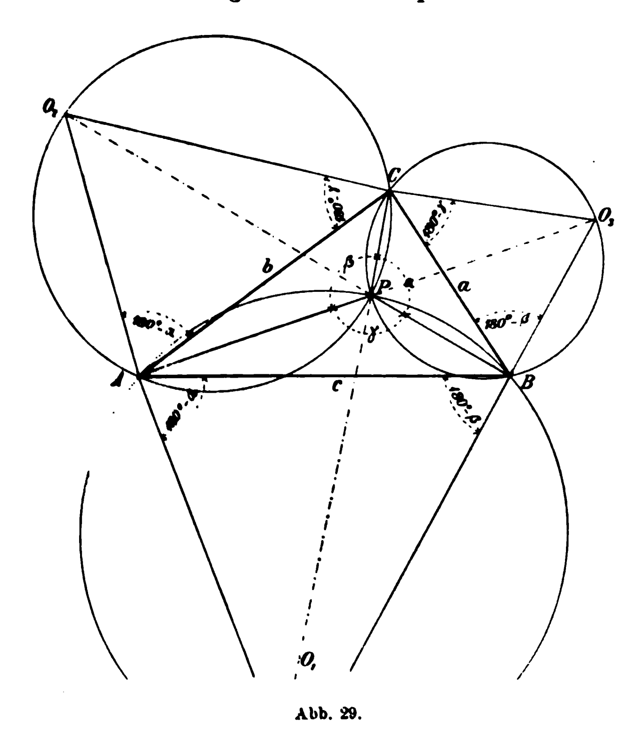


Abb. 29.

Letzterer bestimmt sich aus der Bedingung, dass die Summe S der für die drei Strecken AP, BP und CP sich ergebenden Anlage-, Unterhaltungs- und Beförderungskosten einen Kleinstwert erreichen, dass also, wenn die kilometrischen Gesamtkosten für diese Linien bezw. A, B, C und deren Längen r, s und t genannt werden,

$$S = A \,.\, r + B \,.\, s + C \,.\, t \quad . \quad (37$$

oder, nachdem s und t unter Einführung des Winkels CAB $= \varepsilon$ und PAB $= \varphi$ durch r ausgedrückt werden, der Betrag

$$S = A \,.\, r + B \sqrt{r^2 + c^2 - 2\,r\,c \,.\, \cos\varphi} + C \sqrt{r^2 + b^2 - 2\,r\,b \,.\, \cos(\varepsilon - \varphi)} \quad (37\,a$$

einen Kleinstwert annimmt.

In diesem Ausdrucke sind r und φ die veränderlichen Grössen, durch deren Wert die Lage des Knotenpunktes P bestimmt wird. Differenziert man deshalb zuerst nach r und sodann nach φ und setzt die beiden Differentialquotienten der Null gleich, so kommt man auf die Beziehungen

$$\left.\begin{array}{l} A + B\cos\gamma + C\cos\beta = 0 \\ B\sin\gamma - C\sin\beta = 0 \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (38$$

und damit auf den Satz:

Die Sinuse der von den Strahlen AP, BP und CP am Knotenpunkte P gebildeten Winkel müssen sich wie die kilometrischen Gesamtkosten der drei Strahlen verhalten.

Man erhält sohin die Winkel α, β und γ nach Abb. 30 als Aussenwinkel eines Dreiecks, dessen Seiten gleich den kilometrischen Gesamtkosten A, B, C sind[1]), und man findet den Knotenpunkt P, indem man über den Seiten des Dreiecks ABC (Abb. 29) Kreise zeichnet, die in den gegen P hin gelegenen Abschnitten die Winkel α, β und γ fassen.

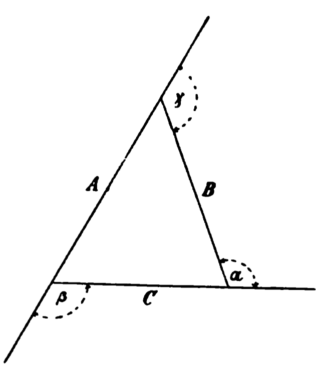


Abb. 30.

Selbstverständlich genügt es nur einen dieser Kreise zu zeichnen, z. B. jenen über der Seite AC, indem man an diese, wie Abb. 29 zeigt, die Winkel $(180^0 - \alpha)$ und $(180^0 - \gamma)$ anträgt und einen Kreis konstruiert, der durch die drei Ecken des so bestimmten Dreiecks ACO_2 geht. Die Verbindungslinie des sogenannten Poles O_2 der beiden Orte A und C mit dem Eckpunkte B des vorgegebenen Dreiecks ABC liefert in ihrem Durchschnitte mit dem Kreise den gewünschten Knotenpunkt P. Zu beachten ist hierbei, dass das Dreieck ACO_2 dem Dreieck der kilometrischen Kosten (Abb. 30) ähnlich ist, so zwar dass die einer Ortschaft (z. B. A) gegenüberliegende Seite O_2C auch dem Verkehre dieser Ortschaft entspricht.

Durch den Pol O_2 wird die Richtung festgelegt, in der sich der Verkehr von B aus bewegt, ehe er, von P ab, die Richtung nach A oder C einschlägt. Ausserdem erhält man aber auch in der Strecke O_2B die Gesamtsumme der Kosten für den Verkehr zwischen den drei Ortschaften A, B und C insoferne dargestellt, als stattfindet

$$S = O_2B \,.\, B.$$

Da nämlich, wie früher gezeigt wurde, die Kostensumme

$$S = A \,.\, AP + B \,.\, BP + C \,.\, CP$$

ist, oder weil sich die Seitenlängen des Dreiecks ACO_2 wie die Verkehrsgrössen A, B und C verhalten, auch

$$S = O_2C \,.\, AP + AC \,.\, BP + O_2A \,.\, CP$$

oder, weil für das dem Kreise einbeschriebene Viereck $APCO_2$ die Summe der Produkte aus den gegenüberliegenden Seiten gleich sein muss dem Produkte der beiden Diagonalen, also

$$AP \,.\, O_2C + CP \,.\, O_2A = AC \,.\, O_2P$$

endlich

$$S = AC \,.\, O_2P + AC \,.\, BP = O_2B \,.\, B \quad . \quad . \quad . \quad (39$$

[1]) Es mag noch daran erinnert werden, dass drei in der Ebene liegende Kräfte, deren Grössen im Verhältnis der kilometrischen Gesamtkosten stehen und die in den Richtungen der drei Strahlen wirken, sich in einem Punkte das Gleichgewicht halten.

Ein gleicher Zusammenhang gilt für jeden der beiden anderen Pole O_1 und O_3; es lässt sich also der Satz aussprechen:

Die gesamten beim Verkehre zwischen den drei Ortschaften A, B und C erwachsenden Kosten sind ebenso gross, als ob sich der einer der Ortschaften zugehörige Verkehr von derselben bis zum Pole der beiden anderen Ortschaften in gerader Linie bewegte.

Zur weiteren Erläuterung mag folgendes Beispiel dienen[1]:)

A sei eine Eisenbahnstation; von den Orten B und C aus sollen zwei Strassen angelegt werden, die sich in P vereinigen und dann gemeinschaftlich nach A führen. Der jährliche Verkehr zwischen C und A in beiden Richtungen betrage 17 000 t, zwischen B und A 36 000 t, zwischen B und C finde nur ein mässiger Verkehr von 6000 t statt. Die Anlagekosten der in Aussicht genommenen Strassen werden voraussichtlich 16 000 ℳ für das Kilometer betragen und die jährlichen Unterhaltungskosten der Strecken BP und CP 350 ℳ, die der stärker beanspruchten Strecke PA aber 600 ℳ für das Kilometer.

Die kilometrischen Gesamtkosten für das Jahr berechnen sich für die einzelnen Strecken, wenn der Frachtsatz 30 ₰ beträgt und ein Zinsfuss 0,04 gerechnet wird, zu

$$A = 16000 \cdot 0{,}04 + 600 + (17000 + 36000)\ 0{,}30 = 17140\ ℳ$$
$$B = 16000 \cdot 0{,}04 + 350 + (\ 6000 + 36000)\ 0{,}30 = 13590\ ℳ$$
$$C = 16000 \cdot 0{,}04 + 350 + (\ 6000 + 17000)\ 0{,}30 = 7890\ ℳ$$

womit sich die Winkel α, β und γ nach Abb. 30 bestimmen. Für gegebene Entfernungen der drei Ortschaften voneinander fände man endlich nach Abb. 29 den Knotenpunkt P.

Handelt es sich um die Festsetzung einer ausgedehnten Weganlage zwischen zwei gegebenen Endpunkten A_1 und A_2 (Abb. 31) unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Verkehrsbedürfnisse aller zur Seite der geraden Verbindungslinie

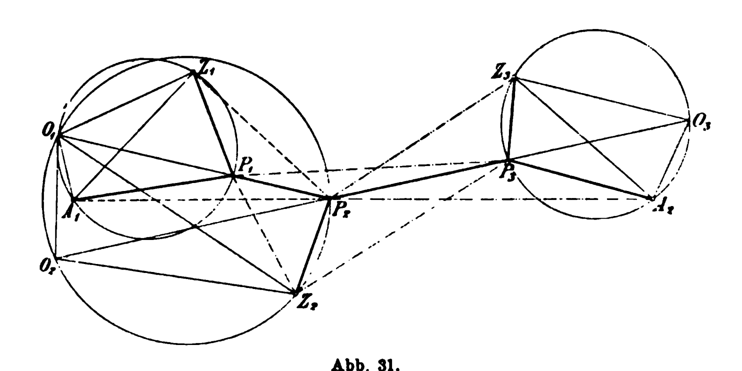


Abb. 31.

$A_1\ A_2$ gelegenen Ortschaften $Z_1, Z_2, Z_3 \ldots$, so findet der vorstehend besprochene Satz über den Knotenpunkt eine wiederholte Anwendung. Die den Verkehrsbedürfnissen allein Rechnung tragende Strassenlinie stellt nämlich in diesem Falle ein geradliniges, offenes Vieleck $A_1\ P_1\ P_2 \ldots A_2$ vor, in dessen Eck- bezw. Knotenpunkten die Wege von den seitlich gelegenen Ortschaften her anschliessen, so dass für jeden derselben der fragliche Satz erfüllt wird. Man hat also zuerst für alle Vieleckseiten, sowie für die Anschlussstrecken die kilometrischen Gesamtkosten zu erheben, die sich bekanntlich aus den Zinsen des Anlagekapitals und den für Unterhaltung der Strassen und eigentliche Beförderung aufzuwendenden Kosten zusammensetzen. Die Baukosten werden mit Hilfe von Kostenvoranschlägen bestimmt, für die Unterhaltungskosten bieten die auf Strassen gleicher Art gemachten Erfahrungen Anhaltspunkte und

[1]) Laissle, Der Strassenbau, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Bd., VIII. Kap., 3. Aufl., 1902, S. 36.

was die Beförderungskosten betrifft, so gründet sich ihre Feststellung auf die Erhebung der zu erwartenden Verkehrsmengen, die allerdings öfters unsicher ist, jedenfalls aber viel Erfahrung und Umsicht erfordert.

Ans je dreien dieser Kostensummen, die drei in einer Ecke zusammentreffenden Strecken entsprechen, werden sodann nach Abb. 32 die Dreiecke der kilometrischen Kosten (Abb. 30) zusammengesetzt und damit die Winkel gefunden, die die in den Polpunkten P_1, P_2 .. zusammentreffenden Strecken miteinander einschliessen. Weiter kommt es darauf an diese Winkelwerte auf den Zug des Vielecks zu übertragen. Zu dem Zwecke sucht man zunächst für die beiden Orte A_1 und Z_1 (Abb. 31) in der früher beschriebenen Weise den Pol O_1, der als Ersatz für diese beiden Ortschaften gedacht werden kann, sodann in gleicher Weise für die Orte O_1 und Z_2 einen Pol O_2 usw. Indem man ebenso von dem anderen Endpunkte A_2 der Strassenlinie ausgeht, gelangt man schliesslich auf zwei Pole, im vorliegenden Beispiele O_2 und O_3. Nun braucht man nur die verschiedenen, die Pole in sich schliessenden Kreise zu zeichnen, um in der zwischen den betreffenden Kreisen gelegenen Strecke P_2 P_3 der Verbindungslinie O_2 O_3 eine Seite der gesuchten Strassenlinie zu erhalten, an die sich sodann die übrigen in der Figur stark ausgezogenen Teile dieser Linie, sowie die Verbindungsstrecken der seitwärts gelegenen Ortschaften in leicht verständlicher Weise anschliessen.



Abb. 32.

Zu dem gleichen Endergebnisse gelangt man, wenn man die Aufgabe als eine mechanische auffasst, da ja nach den früheren Darlegungen die kilometrischen Gesamtkosten dreier in einem Knotenpunkte sich treffenden Strecken, im Verhältnisse ihrer Grösse als Kräfte gedacht, sich im Gleichgewichte befinden müssen. Die gesuchte Strassenlinie stellt sich bei dieser Auffassung als Seilpolygon dar, das durch gegebene äussere Kräfte in Anspruch genommen wird, und sie lässt sich darstellen, indem man die Ortschaften alle in richtiger Lage zueinander auf einer Platte angibt, letztere an diesen Punkten durchbohrt und sodann einen Faden ausspannt, dessen Enden durch die den Endpunkten des Strassenzuges entsprechenden Löcher führt und mit Gewichten belastet, die den kilometrischen Verkehrskosten der Endstrecken gleichkommen, ausserdem aber durch alle die Zwischenorte bezeichnenden Löcher Fäden steckt, die oben mittels eines Ringes über den Hauptfaden geschoben und an ihren unteren Enden durch Gewichte belastet sind, die den kilometrischen Kosten der Anschlussstrecken entsprechen. Unter der Einwirkung aller in solcher Weise zur Wirkung gebrachten Belastungen wird der Hauptfaden die gesuchte Strassenlinie zur Anschauung bringen.

Das im vorstehenden eingehend besprochene Verfahren wird übrigens nur selten auf grosse Längen hin durchführbar sein, da ausser den Endpunkten gewöhnlich auch Zwischenpunkte hervortreten, über die die Strsssenlinie aus technischen oder anderen Gründen notwendigerweise geführt werden muss. Solche Zwischenpunkte, wie z. B. grössere Ortschaften, bestehende Bahnhöfe, passende Flussübergänge u. dgl. m. zerlegen alsdann die langgestreckte Strassenlinie in Unterabteilungen, die sich einzeln nach dem angegebenen Verfahren behandeln lassen. Weiteres über die Verkehrs-Strassenlinie möge in dem angegebenen Buche von Launhardt nachgesehen werden.

Linienführung nach technischen Gesichtspunkten. (Technische Trassierung.)

Wie schon früher bemerkt wurde, sind bei Feststellung einer Strassenlinie im allgemeinen nicht nur Verkehrsbedürfnisse, sondern auch Rücksichten technischer Art massgebend. Letztere treten in den Vordergrund, sobald die von der Strasse zu berührenden Ortschaften durch Staatsregierung, Gemeinde oder überhaupt den Veranlasser des Strassenbaues bestimmt vorgezeichnet sind, sie geben aber auch sonst in der Regel den Ausschlag, wenn nicht ganz einfache, nur geringe Schwierigkeiten bietende Geländeverhältnisse vorliegen.

Eine Hauptbedingung für die Linienführung ist tunliche Abminderung der Baukosten, also möglichstes Anschmiegen der Strassenachse an die Bodenformen, damit Dämme und Einschnitte klein ausfallen und bedeutendere Kunstbauten (Durchlässe, Brücken, Tunnels) vermieden werden. Die dadurch veranlasste Verlängerung der Linie fällt in der Regel nicht stark ins Gewicht.

Die mit Berücksichtigung dieser Bedingung entworfenen Strassen zeigen je nach der Beschaffenheit des Geländes einen sehr verschiedenen Charakter; man kann hiernach zunächst Talstrassen und Hochstrassen unterscheiden, je nachdem sie sich in den Tälern oder auf den Höhen hinziehen.

Da das Gefälle der Talsohlen in der Regel kleiner ist und auch weniger wechselt wie das der Gratlinien und Wasserscheiden, so zeichnen sich Talstrassen vor Hochstrassen im allgemeinen durch einen günstigen Aufriss (Vertikalprojektion) aus, dagegen wird ihr Grundriss (Horizontalprojektion) oft durch Flusskrümmungen ungünstig beeinflusst, ein Umstand, der jedoch insoferne weniger hervortritt, als auch bei Hochstrassen in vielen Fällen grössere Umwege nicht zu vermeiden sein werden. Ein wesentlicher Unterschied aber liegt in den Anlagekosten. Diese stellen sich bei Talstrassen meist ziemlich hoch wegen des grösseren Wertes der Grundstücke in fruchtbaren Tälern, weil bei der Linienführung im Tale doch eine Anzahl grösserer, oft schwierig zu gründender Durchlässe und Brücken, z. B. beim Überschreiten von Seitentälern, oder wenn die Linie von einer Talseite auf die andere verlegt werden muss, nicht vermieden werden kann, weil an steilen Talwänden eine grössere Erdmassenbewegung und die Erstellung von Stütz- und Futtermauern notwendig wird und weil im Hinblick auf die vom Hochwasser drohenden Angriffe besondere Befestigungsbauten an den Böschungen der Dämme nicht unterlassen werden dürfen. Wie die Herstellungs-, so sind auch die Unterhaltungskosten bei Talstrassen gewöhnlich höher als bei Hochstrassen, weil die im Tale sich hinziehende Strasse eine weniger trockene Lage hat und sich deshalb rascher abnützt als die auf der Höhe angelegte, die der Einwirkung von Sonne und Wind viel mehr ausgesetzt ist, und weil sich ausserdem bei der Talstrasse auch leichter Beschädigungen durch Hochwasser und während der Schneeschmelze einstellen.

Talstrassen werden am häufigsten in gebirgigen Gegenden angetroffen, weil dort die wichtigeren Ortschaften im Tale liegen, ganz abgesehen davon, dass die Wasserscheidelinien dort überhaupt weniger zur Anlage von Strassen geeignet wären. Im niederen Hügel- und Flachlande dagegen, wo sich der Verkehr auch auf den Höhen bewegt und die Täler zuweilen feucht und morastig, oder eng und gewunden sind, vielleicht auch wenig geeignetes Baumaterial darbieten, werden neben Talstrassen auch Hochstrassen angetroffen. Dieselben folgen, wie schon angedeutet, vielfach den Wasserscheiden und enthalten deshalb stärkere und öfters wechselnde Steigungen wie Talstrassen. Kunstbauten kommen bei ihnen selbstverständlich ebenfalls vor, sind aber meist weniger bedeutend wie im Tale.

Neben Tal- und Hochstrassen kommen endlich auch sogenannte Steigen vor, die entweder vom Tal zur Höhe führen oder den Übergang von Tal zu Tal vermitteln. Sie enthalten in der Regel sowohl grosse Steigungen wie auch scharfe Krümmungen und ihre Anlage erfordert in der Regel die Ausführung bedeutender Erdarbeiten, Stützmaueranlagen u. dgl. m. Verlorene Steigungen sind gerade bei ihnen tunlich zu vermeiden[1]).

Die Rücksichten technischer Art, die beim Aufsuchen einer Strassenlinie genommen werden müssen, beziehen sich auf den Grundriss, den Aufriss und den Querschnitt der Strasse.

1. Grundriss (Horizontalprojektion) der Strassen.

Geradführung der Strassen.

Vor allem muss man fordern, dass die Strassenlinie zwischen zwei gegebenen, wichtigeren Punkten nicht unnötig lang sei. Zwar fallen Umwege bei Strassen nicht so schwer ins Gewicht wie bei Eisenbahnen, allein die Summe der jährlichen Gesamtauslagen wird doch nur bei einer den Verhältnissen richtig angepassten Linie einen Kleinstwert annehmen. Nur selten wird es möglich sein, die gerade Linie als kürzeste Verbindung zweier vorgegebenen Punkte zur Ausführung zu bringen. In den meisten Fällen werden Hindernisse im Wege sein, die entweder überhaupt nicht, oder nur mit Aufwendung unverhältnismässig hoher Kosten beseitigt werden könnten; die Anlagekosten aber beeinflussen, wie Berechnungen zeigen, die Gesamtauslagen in besonderem Masse.

Die erwähnten Hindernisse können natürliche sein (Wasserbecken, Berge, Ortschaften u. dergl.), oder privatrechtliche, wenn beispielsweise die Besitzer der im Wege liegenden Grundstücke und Gebäude sich nicht zu deren Abtretung herbeilassen wollen. In manchen Fällen können auch strategische, von der Militärbehörde vertretene Erwägungen hinderlich für die Strassenführung werden.

Sichere Lage der Strassen.

Eine andere Forderung, durch die der Ingenieur öfters zu Umwegen veranlasst wird, lautet dahin, dass der Bestand der Strasse möglichst sicher gestellt werden soll. Dabei kommt es in erster Linie auf eine genaue Beachtung der geognostischen Verhältnisse an. Alle Bodenstellen, an denen Rutschungen befürchtet werden müssten, sollten tunlich ganz vermieden werden, da die dortselbst zur Sicherung der Strasse erforderlichen Massregeln mindestens einen beträchtlichen Kostenaufwand verursachen würden. Ganz besonders gilt dies, wenn Einschnitte in lehmige Erdschichten älterer oder jüngerer Bildung zu liegen kämen, die von Quellen stark durchsetzt sind, oder wenn zwar fester, aber ungünstig geschichteter Fels angeschnitten werden müsste. Liegt im letzteren Falle die Streichlinie der Schichten in der Richtung des Tales, ihre Fallrichtung also quer zu diesem, so wird es ratsam sein die in Aussicht genommene Talstrasse, mit Bezug auf Abb. 33, in die linksseitige Talwand zu legen und so die Gefahr des Abrutschens ganz zu beseitigen.

Abb. 33.

[1]) An dieser Stelle mag noch hingewiesen werden auf: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, 1. Bd., 4. Aufl., bearbeitet von Oberschulte und Wegele, Leipzig 1904, und zwar B. Vorarbeiten für Strassen, S. 306; sodann auf Kreuter, Linienführung der Eisenbahnen und sonstigen Verkehrswege, Wiesbaden 1900.

Wäre man aber aus irgendwelchen Gründen an das rechtsseitige Gehänge gebunden, so bliebe nichts übrig als nach sorgfältiger Untersuchung der Felsschichten auf ihre Beschaffenheit, Wasserführung u. dgl. m. an den gefährlicheren Stellen Einschnitte möglichst zu vermeiden.

Zu den Bodenstellen, die dem liniensuchenden Ingenieur gewöhnlich viel Sorge bereiten, zählen namentlich auch die Schuttkegel im Hochgebirge, da der Gleichgewichtszustand derselben durch Anschneiden nur zu leicht gestört wird und das auf ihnen mit Schuttmassen ankommende Wasser (der Murgang) oft wechselnde Wege einschlägt. Überbrückungen sind deshalb grossen Gefahren ausgesetzt und es wird sich meistens empfehlen, statt dessen die Strasse auf längere Strecken hin stark zu befestigen und den Murgang über sie weggehen zu lassen. Andere Gefahren drohen den Talstrassen im Hochgebirge durch Erd- und Schneelawinen, den Hochstrassen im Gebirge und Hügelland und den Strassen im flachen Lande durch Schneeverwehungen. Gegen Lawinen, in deren Bereiche die Strasse notgedrungen geführt werden muss, sind die später besprochenen Schutzdächer und Gallerien zur Ausführung zu bringen, und was die Schneewehen betrifft, so sind dieselben für Strassen nicht so bedenklich wie für Eisenbahnen; immerhin aber wird man besonders gefährliche Stellen zu vermeiden suchen.[1] Im übrigen ist an die Sicherungsmassregeln zu erinnern, durch die die Richtung verschneiter Strassen kenntlich gemacht wird.

Trockene Lage der Strassen.

Eine andere die Linienführung der Strasse betreffende Forderung bezieht sich auf die trockene Lage derselben und auf ihre Entwässerung, weil Mängel in dieser Hinsicht die Abnützung der Strasse und folglich die Kosten der Unterhaltung erfahrungsgemäss sehr merklich beeinflussen. In Beachtung dieser Tatsache wird man wiederum in erster Linie alle mit Wasser durchsetzten Bodenstellen nach Möglichkeit vermeiden, und wenn dies nicht geschehen kann, eine gründliche Entwässerung derselben durchführen. Man wird weiter daran festhalten, dass überall dort, wo wegen zu geringer Höhenlage der Strassenoberfläche über dem umgebenden Boden der Oberbaukörper nicht ausreichend entwässert wäre, genügend tiefe Gräben zur Ausführung kommen und das in letztere gelangende Grund- und Tagwasser nicht zu lange in denselben belassen, sondern von Zeit zu Zeit in die umliegende Bodenfläche oder nach nahegelegenen Wasserläufen abgeleitet werden muss. Daneben ist, namentlich bei Strassen in Tälern, die Linienführung auf den nach Süden gekehrten Nordhängen, wie auch auf den der Einwirkung von Sonne und Wind ausgesetzten Westhängen anzustreben. Innerhalb der Wälder müssen, um ebenfalls das Austrocknen des Strassenkörpers durch Sonne und Luftströmungen zu ermöglichen, Streifen zu beiden Seiten desselben ausgelichtet werden; für die Breite derselben wird manchmal 10 Meter und noch mehr für die Süd- und Ostseite vorgeschrieben.

Besondere Beachtung erfordern die Wasserläufe und -Becken, in deren Nähe eine Strasse angelegt werden soll. Am sichersten ist es natürlich, wenn letztere ganz ausserhalb des Bereiches von Flüssen und Seen gehalten werden kann, so dass ihre Böschungen auch bei den höchsten Wasserständen von diesen unberührt bleiben. Wenn eine solche Anlage aber nicht möglich ist, oder mit Rücksicht auf andere Umstände nicht zweckmässig genannt werden könnte, so muss die Strassenoberfläche um etwa 0,50 m über den Hochwasserspiegel gelegt

---

[1]) Eine sehr eingehende, interessante Behandlung hat diese Angelegenheit in „Fortschritte der Ingenieurwissenschaften", 3. Gruppe, 1. Heft, Leipzig 1903: Schutz der Eisenbahnen gegen Schneeverwehungen und Lawinen von Eisenbahndirektor E. Schubert gefunden.

und eine besondere Befestigung der Böschungen, soweit sie den Angriffen des Wassers ausgesetzt sind, vorgenommen werden. Nur bei untergeordneten Strassen und unter sehr ungünstigen örtlichen Verhältnissen kann man sich entschliessen, eine zeitweilige Überflutung der Strasse zuzulassen, falls dieselbe nicht allzubedeutend und nicht lange andauernd ist und auch die Geschwindigkeit des auf die Strasse gelangenden Wassers nicht etwa eine Beschädigung derselben befürchten lässt.[1])

Berührung von Materialgewinnungsplätzen. Weniger wichtig wie die vorige Bedingung, aber immerhin der Beachtung zu empfehlen, ist die andere, dass die Strasse tunlich in der Nähe von Materialgewinnungsplätzen vorübergeführt werden soll, um die Beschaffungskosten des Strassenunterhaltungs-Materials möglichst abzumindern.

Kleinster Krümmungshalbmesser. Wenn nach den bisherigen Auseinandersetzungen von einer Geradführung der Strasse auf grössere Entfernungen hin für gewöhnlich keine Rede sein kann, so wird es nötig werden, dieselbe im Grundrisse aus verschieden gerichteten geraden Strecken zusammenzusetzen und diese durch berührende Kreisbögen untereinander zu verbinden. Öfters wird es auch vorkommen, dass Bögen von verschieden grossem Halbmesser, deren Mittelpunkte auf derselben Strassenseite liegen, aufeinander folgen, oder dass zwei Bögen von entgegengesetzter Lage einen S förmigen Linienzug bilden. In beiden Fällen können die Bogenstücke unmittelbar aneinander schliessen, doch wird des Aussehens wegen zuweilen ein gerades Zwischenstück in die S-Kurve eingeschaltet. Die Grösse des Halbmessers für die Strassenbögen wird je nach den besonderen Umständen sehr verschieden sein, doch lassen sich im allgemeinen Bestimmungen über den noch zulässigen kleinsten Krümmungshalbmesser treffen. Derselbe hängt von der Art und den Abmessungen der Strassenfuhrwerke ab, wie auch von dem Umstande, ob sich zwei Fuhrwerke in der gekrümmten Strecke begegnen dürfen. Die Vermehrung der Bewegungswiderstände infolge der Krümmung wird allgemein als geringfügig angenommen, und es ist dies auch in der Hauptsache zutreffend, indem die besonderen Ursachen der Kurvenwiderstände bei Eisenbahngleisen, nämlich das Festsitzen der Räder auf ihrer Achse und das Vorhandensein von Spurkränzen, bei den gewöhnlichen Strassenfuhrwerken entfällt. Nur der Kraftverlust infolge schiefer Lage der Zugstränge gegen die Wagenlängsachse muss unter Umständen in Betracht gezogen werden. Denkt man sich z. B. einen Wagen in der Achse einer gekrümmten Strecke fahrend, so dass nach Abb. 34 der Langbaum AB eine in B Berührende des Kreisbogens bildet, die von den Gespannen eingenommenen und einander gleich gedachten Strecken BC, CD und DE aber Sehnen desselben Bogens, heissen ω_1, ω_2 und ω_3 die Winkel, die die 3 Sehnen mit der Wagenachse AB bilden, und wird mit b die Bogenlänge BC = CD = DE, endlich mit r der Halbmesser des Kreisbogens benannt, so findet offenbar statt

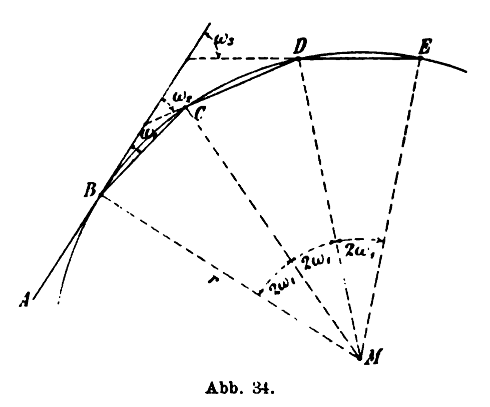


Abb. 34.

[1]) Siehe auch unter 2. Aufriss (Vertikalprojektion) der Strassen.

$$\omega_1 = \frac{90}{\pi} \cdot \frac{b}{r}$$

$$\omega_2 = 3\omega_1 \text{ und } \omega_3 = 5\omega_1.$$

Ist die Zugkraft eines Pferdepaares gleich 2Z, ein Wert, der nach den Besprechungen auf S. 95 mit zunehmender Pferdezahl abnimmt, und macht man die Voraussetzung, dass die zum Drehen des Wagens erforderliche Kraft von den Pferden besonders geleistet werde, so ist die in der Krümmung zur Fortbewegung des Wagens ausgenützte Kraft

$$2Z\,(\cos\omega_1 + \cos\omega_2 + \cos\omega_3) = 2Z\,(\cos\omega_1 + \cos 3\omega_1 + \cos 5\omega_1)$$

und folglich der Verlust gegenüber der geraden Strecke, innerhalb welcher der ganze Kraftbetrag 3 . 2Z zur Ausnützung gelangt,

$$V = 2Z\,\{(1 - \cos\omega_1) + (1 - \cos 3\omega_1) + (1 - \cos 5\omega_1)\}\ [1] \quad . \quad 40)$$

Zur Bestimmung des kleinsten noch zulässigen Krümmungshalbmessers sind folgende Überlegungen anzustellen.

Wie bei Betrachtung der Strassenfuhrwerke dargetan worden, bewegt sich ein rollender Wagen in kreisförmiger Bahn, sobald seine Radachsen einen Winkel von endlicher Grösse miteinander einschliessen und es liegen die Mittelpunkte aller von den einzelnen Teilen des Wagens beschriebenen Kreise in dem Lote, das im Durchschnittspunkte der Achsen errichtet wird; umgekehrt müssen in einer gegebenen Strassenkrümmung die Radachsen auf den zugehörigen Winkel, d. h. so eingestellt werden, dass sie sich in dem im gegebenen Mittelpunkte des Strassenbogens errichteten Lote schneiden, wenn der Wagen sich „regelrecht“ innerhalb der Krümmung bewegen soll. Je grösser hierbei der Drehwinkel der Wagenachsen ist, desto kleiner werden die Halbmesser aller von den verschiedenen Punkten des Wagens beschriebenen Kreisbögen; der Grösstwert des Drehwinkels bedingt den Kleinstwert für alle diese Bahnhalbmesser und die schärfsten Kurven, die von einem Wagen noch befahren werden können, sind durch den Grösstwert des Winkels bestimmt, auf den sich die Radachsen eben noch einstellen lassen.

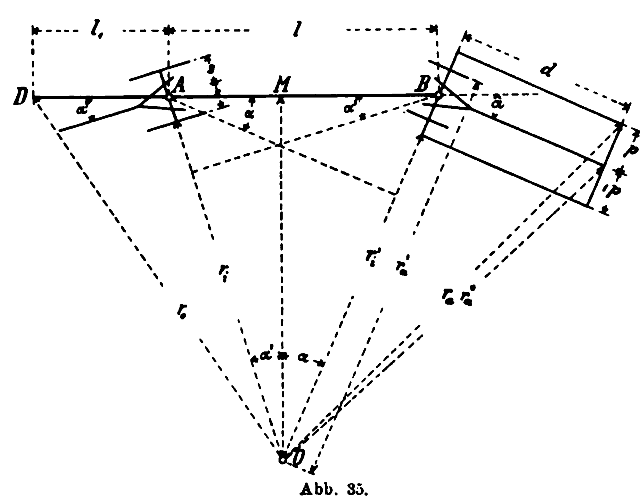


Abb. 35.

Bei einem gewöhnlichen Lastwagen wird bei der Bogenbewegung immer nur die Vorderachse aus ihrer normalen Lage gedreht, für Langholzfuhrwerk dagegen muss das gleichzeitige Abdrehen auch der Hinterachse in Aussicht genommen werden, wenn ein entsprechender Kleinstwert des Halbmessers der Strassenbögen gefunden werden soll. Sind α und α' die Drehwinkel beziehungsweise der Vorder- und der Hinterachse, bedeutet l den

[1]) Bauernfeind, Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau, München 1875, S. 265. Dieselbe Angelegenheit, aber unter etwas anderen Voraussetzungen behandelt Umpfenbach, Theorie des Neubaues usw. der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 319.

Abstand dieser Achsen voneinander, ist 2 s die Spurweite des Wagens, d. h. die gegenseitige Entfernung der auf derselben Achse sitzenden Räder, von Mitte zu Mitte der Radkränze in der Oberfläche der Strasse gemessen, und wird zunächst von der Ladebreite abgesehen, so gilt nach Abb. 35 für den Bahn-Halbmesser des inneren Hinterrades:

$$\overline{OA} \cdot \sin(\alpha + \alpha') = \overline{AB} \cdot \cos\alpha$$
$$(r_i + s) \sin(\alpha + \alpha') = l \cos\alpha$$
$$r_i = \frac{l \cos\alpha}{\sin(\alpha + \alpha')} - s \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (41$$

des äusseren Vorderrades:

$$\overline{OB} \sin(\alpha + \alpha') = \overline{AB} \cos\alpha'$$
$$(r_a' - s) \sin(\alpha + \alpha') = l \cos\alpha'$$
$$r'_a = \frac{l \cos\alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} + s \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (42$$

der im Abstande d vor der Vorderachse liegenden Deichselspitze:

$$r''_a = \sqrt{d^2 + (r'_a - s)^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (43$$

der äusseren Ecke des das Pferdepaar umschliessenden Rechteckes von der Breite 2 p genau genug:

$$r_a = r_a'' + p\text{ [1]} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (44$$

der inneren, hinteren Ecke dieses Rechteckes:

$$r_i' = r_a' - s - p \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (45$$

und des hinteren Endes eines zu befördernden Baumstammes, das um l_1 über die Hinterachse hinausragt:

$$OD = \sqrt{\overline{OM}^2 + \overline{DM}^2}$$
$$\overline{OM} = (r_i + s) \cos\alpha' \text{ und } \overline{DM} = l_1 + (r_i + s) \sin\alpha'$$
$$\overline{OD} = r_e = \sqrt{(r_i + s)^2 + l_1^2 + 2\, l_1 (r_i + s) \sin\alpha'} \quad . \quad (46$$

Auch die Länge der vom Krümmungsmittelpunkte der Strasse auf die Längsachse des Wagens gefällten Senkrechten ist nicht unwichtig, um beurteilen zu können, ob nicht etwa vorhandene Sicherheitsgeländer durch die Baumstämme gefährdet werden könnten. Sie berechnet sich zu

$$\overline{OM} = (r_i + s) \cos\alpha' \quad . \quad (47$$

Für gewöhnliche Lastwagen (Abb. 36), bei denen $\alpha' = o$ stattfindet, gilt insbesondere:

$$r_i = l \operatorname{cotg}\alpha - s \quad . \quad (41\,a$$
$$r_a' = \frac{l}{\sin\alpha} + s \quad . \quad (42\,a$$

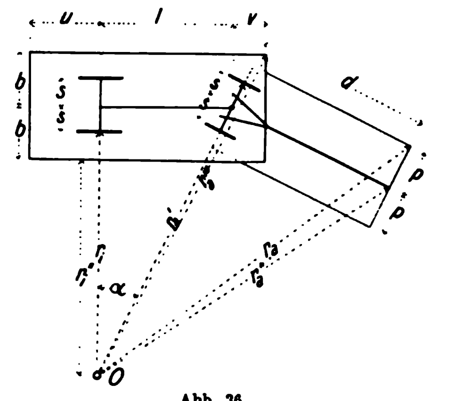


Abb. 36.

$$r_a'' = \sqrt{d^2 + \frac{l^2}{\sin^2\alpha}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (43\,a$$
$$r_a = r''_a + p\text{ [2]} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (44\,a$$

[1]) Der genaue Wert wäre $r_a = \sqrt{(r_a' - s + p)^2 + d^2}$.

[2]) Der genaue Wert wäre $r_a = \sqrt{\left(\frac{l}{\sin\alpha} + p\right)^2 + d^2}$.

Der Halbmesser des Kreises, den die äussere, vordere Ecke des den Wagen mit der Ladebreite 2 b umschliessenden Rechteckes beschreibt, berechnet sich zu

$$r_a''' = \sqrt{(r_i + s + b)^2 + (l + v)^2} \quad . \quad . \quad . \quad (48$$

und die Länge der Senkrechten, vom Mittelpunkte des Strassenbogens nach der inneren Seite dieses Rechteckes gezogen, zu

$$r_i'' = r_i + s - b = l \operatorname{cotg} \alpha - b \quad . \quad . \quad . \quad (49$$

Durch die Gleichungen 41 bis 47, bezw. 41a bis 44a, sowie 48 und 49 ist für die massgebenden Punkte der Fahrzeuge der Zusammenhang zwischen Bahnhalbmesser und Drehwinkel der Radachsen, sowie die theoretische Breite des Fahrbahnstreifens festgelegt, der von den Fahrzeugen bei irgend einer Achseneinstellung in Anspruch genommen wird.

Dieser Zusammenhang mag aus den folgenden Tabellen 25 und 26 der in besonderen Fällen giltigen Werte entnommen werden.

Tabelle 25.

$\alpha = \alpha'$	r_i m	r_a' m	r_a'' m	r_a m	r_i' m	r_e m	OM m	$r_e - r_i'$ m	$r_a - r_i'$ m	$r_e - \overline{OM}$ m	$r_a - OM$ m
30°	9,40	10,60	10,77	11,77	9,00	13,23	8,66	4,23	2,77	4,57	3,11
25	11,23	12,43	12,49	13,49	10,83	14,66	10,72	3,83	2,66	3,94	2,77
20	14,02	15,22	15,16	16,16	13,62	16,99	13,74	3,37	2,54	3,25	2,42
15	18,72	19,92	19,73	20,73	18,32	21,17	18,66	2,85	2,41	2,51	2,07
10	28,19	29,39	29,07	30,07	27,79	30,07	28,35	2,28	2,28	1,72	1,72
5	56,77	57,97	57,51	58,51	56,37	58,02	57,15	1,65	2,14	0,87	1,36

Tabelle 26.

r_i	α	r_a'	r_a''	r_a	r_a'''	r_i''	$r_a - r_i''$	$r_a''' - r_i''$	$r_a - r_i$
4,0	33° 6′ 40″	6,09	6,79	7,79	7,05	3,40	4,39	3,65	3,79
5,0	28 10 43	6,95	7,51	8.51	7,89	4,40	4,11	3,49	3,51
6,0	24 26 38	7,85	8,28	9,28	8,77	5,40	3,88	3,37	3,28
7,0	21 32 28	8,77	9,10	10,10	9,67	6,40	3,70	3,27	3,10
8,0	19 13 50	9,71	9,95	10,95	10,58	7,40	3,55	3,18	2,95
9,0	17 21 15	10,66	10,82	11,82	11,52	8,40	3,42	3,12	2,82
10,0	15 48 9	11,62	11,72	12,72	12,46	9,40	3,32	3,06	2,72
20,0	8 17 9	21,42	21,20	22,20	22,16	19,40	2,80	2,76	2,20
30,0	5 35 58	31,35	31,01	32,01	32,05	29,40	2,61	2,65	2,01

Erstere bezieht sich auf Langholzfuhrwerk, wobei ein einzelner Baumstamm von 15 m Länge auf $^2/_3$ derselben zwischen den Wagenachsen freiliegt und um $^1/_3$ über die Hinterachse hinausragt, so dass $l = 10$ und $l_1 = 5$ m zu setzen [1]) ist; ausserdem wurde $2\,s = 1{,}2$, $d = 4{,}0$ und $2\,p = 2{,}0$ m angenommen und vorausgesetzt, dass beide Wagenachsen stets um den gleichen Betrag α gedreht werden und als Grösstwerte $\alpha_0 = \alpha_0' = 30^0$ gelten. Der grössere Raum, den mehrere Stämme auf dem Wagen einnehmen, kann durch entsprechende Zuschläge in Rücksicht gezogen werden und der Übergang auf den vorkommen-

[1]) Es kommen aber auch andere Verhältnisse vor. Laissle gibt z. B. folgende, an Langholzwagen im Schwarzwald gemachte Abmessungen an:

Überhang vorn	Radstand	Überhang hinten	Stammlänge
1,2 m	10,6	11,2	23,0 m
1,3	12,0	9,7	23,0
1,2	11,1	10 6	23,0

den Fall, dass α in α' ungleiche Grösse besitzen, lässt sich ebenfalls unschwer **ausführen.**

Tabelle 26 enthält die betreffenden Werte für einen gewöhnlichen **Lastwagen vom Achsenstand** $l = 3,0$, der Deichsellänge $d = 4,0$, der Spurweite $2s = 1,2$ und den Werten $2p = 2,0$, $2b = 2,4$, $v = 1,0$ m.

Regelrechter Lauf der Fahrzeuge innerhalb der Bögen.

Mit Hilfe der entwickelten Gleichungen kann zunächst der regelrechte Lauf der Fahrzeuge innerhalb der Strassenbögen verfolgt und insbesondere können Anhaltspunkte für die Wahl des kleinsten, für eine Strasse passenden Krümmungshalbmessers gewonnen werden. Zur Erläuterung mögen die folgenden Beispiele dienen.

1. Fall.

Die Fahrbahn einer Strasse soll in den am schärfsten gekrümmten Wendeplätzen lediglich Raum für ein mit einem einzelnen Stamm beladenes Langholzfuhrwerk (Abb. 35) gewähren, so dass der Verkehr auf den Fusswegen in keiner Weise beeinträchtigt wird. Welche Breite müssen die Wendeplätze unter dieser Bedingung erhalten?

Bei rein theoretischer Auffassung des Falles würde es entsprechend erscheinen, wenn die Ränder der Fahrbahn mit den kreisförmigen Bahnen jener 2 Punkte des Langholzwagens zusammenfielen, die den grössten, beziehungsweise den kleinsten Krümmungshalbmesser besitzen, weil alsdann das Fahrzeug mit keinem Teile in die Fusswege hineinreichte. Den äussersten Kreisbogen beschreibt erfahrungsgemäss entweder das hintere Stammende oder die vordere äussere Ecke des das Pferdepaar umschliessenden Rechteckes, den innersten Bogen entweder die innere, hintere Ecke dieses Rechteckes oder der Punkt M (Abb. 35). Wäre also

$$r_e > r_a$$

so müsste man den äusseren Fahrbahnrand durch das Stammende beschrieben denken und erhielte als erforderliche Fahrbahnbreite

$$b_1 = r_e - r_i' \quad \ldots \ldots \quad (50$$

oder

$$b_1 = r_e - \overline{OM} \quad \ldots \ldots \quad (50a$$

je nachdem r_i' oder $\overline{OM}$ den kleineren Wert hätte.

Fände dagegen

$$r_a > r_e$$

statt, so wäre b_1 aus einer der beiden Gleichungen

$$b_1 = r_a - r_i' \quad \ldots \ldots \quad (51$$

oder

$$b_1 = r_a - \overline{OM} \quad \ldots \ldots \quad (51a$$

zu entnehmen.

Es fragt sich nun weiter, welcher Wert für den in den verschiedenen Ausdrücken der Halbmesser vorkommenden Winkel α angenommen werden soll. Wie schon früher bemerkt worden, liefern die Grösstwerte α_0, α_0' der Drehwinkel den Kleinstwert für den Krümmungshalbmesser. Da im allgemeinen eine tunlich scharfe Krümmung der Wendeplätze angestrebt werden muss, so wird man die gesuchte Fahrbahnbreite aus den Gleichungen 50 oder 50a, bezw. 51 oder 51a für α_0 und α_0' erhalten. Der Achsenhalbmesser des Wendeplatzes wäre sohin

$$r_0 = \frac{r_e + r_i'}{2} \text{ oder } r_0 = \frac{r_e + \overline{OM}}{2}$$

bezw.

$$r_0 = \frac{r_a + r_i'}{2} \text{ oder } r_0 = \frac{r_a + \overline{OM}}{2}.$$

Für ein Fuhrwerk, wie es der Tabelle 25 zugrunde liegt, wäre mit

$$\alpha_0 = \alpha'_0 = 30^0,\ r_e = 13,23,\ r_a = 11,77,\ r'_i = 9,00,\ \overline{OM} = 8,66,$$

folglich

$$b_1 = r_e - \overline{OM} = 13,23 - 8,66 = 4,57 \text{ m und}$$

$$r_0 = \frac{r_e + \overline{OM}}{2} = \frac{13,23 + 8,66}{2} = 10.95 \text{ m.}$$

Besteht kein Bedenken darüber, dass der äussere Fussweg durch das Stammende bestrichen wird, so kann man annehmen, dass dieses den äusseren Rand der Strasse bestimmt, während r_i', bezw. $\overline{OM}$ für den inneren Fahrbahnrand beibehalten würde. Manchmal wird auch zugelassen, dass die beförderten Baumstämme über den Fahrbahnrand, ja sogar über den Strassenrand hinausreichen. In diesem Falle, in dem allerdings weder Geländer, noch Einschnittsböschungen hinderlich im Wege sein dürften, würde das äussere Vorderrad, bezw. das äussere Pferd und das innere Hinterrad die rechnungsmässige Fahrbahnbreite festlegen.

Bei Ausführungen würde man jedoch nicht übersehen, dass die besprochenen sogenannten theoretischen Breitenmasse unter ziemlich strengen Voraussetzungen gewonnen worden sind; vielleicht würde man auch umgekehrt noch kleine Zuschläge geben, falls man glaubte, diese Voraussetzungen in aller Strenge beibehalten zu sollen. Es ist das zugleich eine Sache des praktischen Gefühls.

In allen flacheren Strassenbögen könnte die Fahrbahnbreite entsprechend kleiner gehalten werden. Hat z. B. der äussere Fahrbahnrand eines solchen Bogens den Halbmesser r_f' und denkt man sich das hintere Stammende an diesem Rande hingleitend, so liefert die Bedingungsgleichung

$$r_e = \sqrt{(r_i + s)^2 + l_1^2 + 2\,l_1\,(r_i + s)\sin\alpha'} = r'_f$$

oder, mit Berücksichtigung der Gleichung (41) und unter der Voraussetzung $\alpha = \alpha'$ die Gleichung

$$\sqrt{\frac{l^2}{4\sin^2\alpha} + l_1^2 + l l_1} = r_f'$$

den zugehörigen Einstellungswinkel der Radachsen zu

$$\sin\alpha = \frac{l}{2\sqrt{(r_f')^2 - l_1^2 - l l_1}} \text{ [1]} \qquad . \quad . \qquad (52$$

Hiermit erhält man alsdann aus Gleichung (45) und (47) den Halbmesser r_i' und $\overline{OM}$ und endlich das fragliche Breitenmass aus einer der Gleichungen (50) oder (50a).

2. Fall.

Die Fahrbahnen der Landstrassen werden in der Regel zweispurig angelegt. Kommt Langholzverkehr vor, so wird öfters die Bedingung gestellt, dass ein Fahrzeug dieser Art und ein gewöhnlicher Lastwagen an allen Stellen, insbesondere auch in den Wendeplätzen, nebeneinander Platz finden sollen. Es ist zu entscheiden, welcher Kleinstwert des Achsenhalbmessers sich ergibt und welche Fahrbahnbreite hierzu erforderlich ist.

Da meist gesetzliche Bestimmungen vorliegen über die Seite, auf der sich die Wagen zu halten haben und nach der sie sich ausweichen müssen, die Krümmungsmittelpunkte der Bögen aber bald auf der einen, bald auf der anderen Seite der Strassenlinie liegen, so wird man bei Untersuchung des Laufes der Fuhrwerke in Strassenbögen die Stellung dieser Fuhrwerke sowohl am inneren wie am äusseren Fahrbahnrand in Betracht zu ziehen haben.

Bei Bewegung des Langholzwagens dem inneren Fahrbahnrande entlang werden die Radachsen um den grössten Winkelwert $\alpha_0 = \alpha_0'$ aus ihrer normalen Lage abgedreht gedacht, sodann wird die kleinere von den zwei Grössen r_i' und $\overline{OM}$, am besten mit Hilfe einer

[1]) Wäre $r_a > r_e$, so lautete die Bedingungsgleichung

$$r_a = \sqrt{d^2 + \frac{l^2}{4\sin^2\alpha}} + p = r_f'$$

und der Achsendrehwinkel berechnete sich aus

$$\sin\alpha = \frac{l}{2\sqrt{(r_f' - p)^2 - d^2}}.$$

guten, im Massstabe ausgeführten Zeichnung bestimmt und als Halbmesser für den inneren Fahrbahnrand festgehalten, endlich r_e und r_a aus den Gleichungen (46) und (44) berechnet und der grössere von beiden (öfters r_e) zur Breitenbestimmung des ringförmigen, vom Langholzwagen eingenommenen Bahnstreifens etwa nach der Beziehung

$$b'_1 = r_e - OM$$

benützt.

An diesen Streifen, auf seiner Aussenseite, ist ein zweiter für den entgegenkommenden Lastwagen anzulegen. Die Ränder desselben haben erfahrungsgemäss die nach Gleichung 44a und 49 zu berechnenden Halbmesser

$$r_a = p + \sqrt{d^2 + \frac{l^2}{\sin^2 \alpha}} \quad \text{und} \quad r_i'' = l \operatorname{cotg} \alpha - b$$

und r_i'' wäre dem r_e des Langholzwagens unter der Voraussetzung, dass dieser grösser wie der dem Langholzwagen zugehörige Halbmesser r_a ist, gleichzusetzen, weil im theoretischen Grenzfalle die beiden Bahnstreifen unmittelbar nebeneinander liegend gedacht werden können.

Aus der Bedingungsgleichung

$$l \operatorname{cotg} \alpha - b = r_e$$

ergibt sich der Einstellungswinkel für die nach dem Mittelpunkte des Strassenbogens zu richtenden Achsen des Lastwagens, nämlich

$$\operatorname{cotg} \alpha = \frac{r_e + b}{l},$$

der mit diesem Winkelwert nach Gleichung 44a zu berechnende Halbmesser r_a und die Breite des vom Lastwagen beanspruchten Streifens zu

$$b_1'' = r_a - r_i''.$$

Die erforderliche Gesamtbreite der Fahrbahn ist damit zu

$$b_1 = b_1' + b_1''$$

und ihr Achsenhalbmesser zu

$$r_0 = \frac{r_a + OM}{2}$$

festgestellt.

Schliesslich wäre nur wieder zu bemerken, dass die in der angegebenen Weise festgestellten Grössen zwar, theoretisch betrachtet, eben noch ausreichen, dass man aber bei der Ausführung gewisse Zuschläge geben muss, um genügende Spielräume bei der Fahrt zu ermöglichen, wenn man nicht etwa die bei Festsetzung der theoretischen Grenzfälle gemachten Voraussetzungen an sich schon zu weit gehend erachten würde.

Nach dem gleichen Gedankengange wird verfahren, wenn der Langholzwagen aussen, der Lastwagen aber innen fährt; es fallen dann die Drehwinkel der Achsen und infolgedessen die Werte der Halbmesser und schliesslich die Breiten der Fahrbahnstreifen etwas anders aus wie oben.

Einfahrt aus der Geraden in die Strassenkrümmungen.

Im vorstehenden ist gezeigt worden, welche Überlegungen zu machen sind und in welcher Weise die Grundgleichungen angewendet werden müssen, um den Lauf der Fuhrwerke innerhalb der Strassenbögen zu verfolgen. Es fragt sich nun weiter, wie die Einfahrt in die Krümmung aus der geraden Strecke in den anschliessenden Bogen, oder aus einem Bogen in den anderen, zu denken ist, um dartun zu können, dass das Fahrzeug auch ohne Schwierigkeit an jene Stelle gelangen kann, von der aus der bisher betrachtete regelrechte Bogenlauf seinen Anfang nehmen könnte.

Bei dem Übergang eines gewöhnlichen Lastwagens aus der Geraden in den Bogen hat man bisher [illegible] Abb. 47 [illegible] Vorgang [illegible] gehalten. Man nahm an, dass [illegible] Fahrbahn [illegible] Einfahrt in die gekrümmte Strecke [illegible]

ehe er die Deichsel aus ihrer bisherigen Richtung abdrehe, noch soweit geradeaus fahre, bis die Hinterräder am Bogenanfange angelangt seien; das Gespann musste dabei noch auf die Fahrbahn zu stehen kommen. Diese Anschauung, nach Abb. 38 noch weiter vereinfacht, liegt z. B. der Berechnung des kleinsten Krümmungshalbmessers zugrunde, die Bauernfeind [1]) in seine Vorlesungen über Erd- und Strassenbau aufgenommen hatte. Er gibt für einspurige Fahrbahnen eine Formel an, die nach Bezeichnung der Abb. 38 lautet:

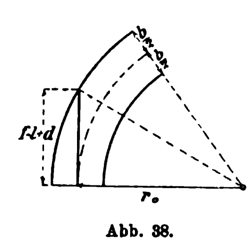


Abb. 38.

$$r_0 = \frac{4\,f^2 - b^2}{4\,b} \quad . \quad . \quad . \quad (53$$

und für doppelspurige Fahrbahnen

$$r_0 = \frac{16\,f^2 - 3\,b^2}{8\,b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (54$$

Wollte man den vorstehend beschriebenen Übergang des Wagens scharf in Rücksicht ziehen, so müsste man beispielsweise bei einspuriger Fahrbahn die Abb. 39 zugrunde legen und aus derselben die Beziehung

$$(r_i'' + b + p)^2 + (l + d)^2 = (r_i'' + b_1)^2$$

und

$$r_i'' = \frac{(l + d)^2 + (b + p)^2 - b_1^2}{2\,(b_1 - b - p)} \quad . \quad . \quad . \quad (55$$

entnehmen.

Für die bisher festgehaltenen Sonderwerte $l = 3{,}0$, $d = 4{,}0$, $2s = 1{,}2$, $2p = 2{,}0$ und für $b_1 = 4{,}21$ würde diese Gleichung den Wert $r_i'' = 8{,}98$ m liefern, während nach

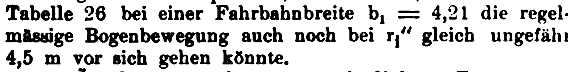


Tabelle 26 bei einer Fahrbahnbreite $b_1 = 4{,}21$ die regelmässige Bogenbewegung auch noch bei r_i'' gleich ungefähr 4,5 m vor sich gehen könnte.

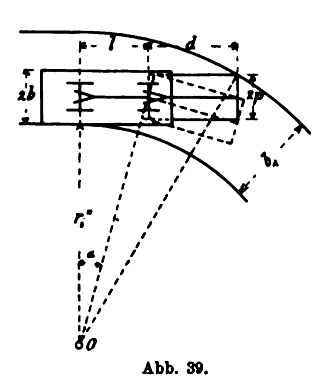


Abb. 39.

Ähnlich wie beim gewöhnlichen Lastwagen hat man auch für die Einfahrt des Langholzwagens in den Wendeplatz bisher gewöhnlich so viel Platz geschaffen, dass der Fuhrmann die für den regelrechten Bogenlauf in Aussicht zu nehmende Anfangslage seines Fahrzeuges in geradliniger Fahrt erreichen und, nach Einstellung beider Radachsen unter den Winkeln α und α_1, die regelrechte Kreisbewegung ausführen kann [2]).

Der hierzu erforderliche Raum lässt sich aus Abb. 40 übersehen. Es sei in derselben das zweispännig gedachte Langholzfuhrwerk DABC in der Richtung gezeichnet, nach welcher es, aus der Geraden kommend, in die Krümmung einfährt.

Sobald die Vorderachse in B, bezw. die Pferde nahe am Fahrbahnrande angekommen, werden beide Achsen um die ganzen Drehwinkel α, bezw. α_1 gedreht gedacht [3]), so dass ihre Mittelpunkte von nun an einen Kreisbogen vom Halbmesser $r_i + s = \frac{l\,.\,\cos\alpha}{\sin(\alpha + \alpha_1)}$ beschreiben, mit 2s, wie bisher immer, die Spurweite bezeichnet. Damit die Räder des Wagens und das Pferdegespann während ihrer Bewegung stets auf besteinter Bahn verbleiben, müsste diese mindestens die in der Figur durch Strichlage angegebene Gestalt und Ausdehnung haben, indem die angestrichenen Umrisslinien lediglich den Bahnen der Wagenräder entsprechen und

1) Bauernfeind, Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau. München 1875, S. 179.

2) Siehe z. B. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Bd., VIII. Kap. Strassenbau, bearbeitet von Laissle, 3. Auflage, S. 73.

3) In der Figur ist der Einfachheit halber $\alpha = \alpha_1$ angenommen worden.

die von den Pferden eingenommene Fläche umgrenzen. Aus dieser rechnungsmässigen Form lässt sich nun in jedem besonderen Falle, den jeweils gestellten Bedingungen entsprechend, die zur Ausführung geeignete Form ableiten. Zunächst würde man in der Absicht eine stetige Umrisslinie zu erhalten, die von dem inneren Vorderrad durchlaufene gerade Wegstrecke in einen sie berührenden, von O aus beschriebenen Kreisbogen übergehen lassen und sodann Gerade samt anschliessendem Bogen jedenfalls um mindestens 0,20 m nach innen verrücken. Im übrigen kommt es, wie schon gesagt, auf den besonderen Fall an. So würde beispielsweise im Falle der Abb. 40 die ausspringende Ecke der von den Pferden im letzten Augenblicke der geradlinigen Bewegung in Anspruch genommenen Fläche den äusseren Fahrbahnrand innerhalb des Wendeplatzes bestimmen. Wäre die Bedingung gestellt, dass an jeder Stelle des Wendeplatzes das Langholzfuhrwerk mit einem gewöhnlichen Frachtwagen zu kreuzen imstande sein soll, so müsste der zuerst bestimmte innere Fahrbahnrand um ein entsprechendes Mass nach innen verschoben werden, wobei dann allerdings der Halbmesser des Strassenrandes wesentlich verkleinert würde. Der Übergang von der gewöhnlichen Breite in der Geraden zu der bedeutenderen Breite des Wendeplatzes, welcher am äusseren Rande der Strasse zu erfolgen hätte, müsste mittels einer Gegenkurve ausgeführt werden. Ähnlich wie die Einfahrt aus der Geraden in eine gekrümmte Strecke lässt sich auch die Einfahrt aus einer Krümmung in eine entgegengesetzt gelegene Wendeplatte untersuchen.

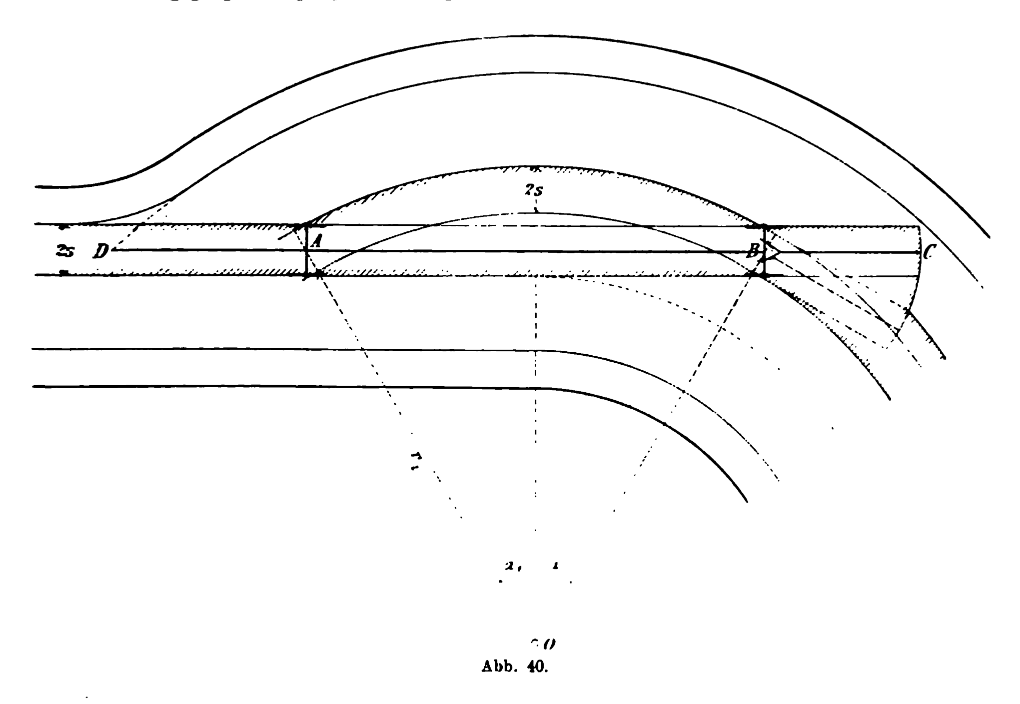


Abb. 40.

Berücksichtigung des wirklichen Vorganges auf der Strasse.

Die bei den theoretischen Untersuchungen bisher festgehaltene Einfahrtsbewegung eines Lastwagens mit nicht verstellbarer Hinterachse aus der Geraden in den Bogen wird in Wirklichkeit in der Regel nicht ausgeführt. Die Beobachtung zeigt vielmehr, dass der Fuhrmann, gleichviel ob er sich am inneren oder äusseren Rande der Fahrbahn befindet, sobald er in der Nähe des Bogenanfangs angekommen ist, sein Gespann in einer Kurve ungefähr konzentrisch zum Fahrbahnrande lenkt, so dass die Mitte der Vorderachse nahezu einen Kreisbogen vom Halbmesser r beschreibt und der Winkel der beiden Radachsen **allmählich** zunimmt und bald nachdem die Hinterachse den Bogenanfang überschritten hat, jenen Wert erreicht, bei dem ein regelrechter Bogenlauf erfolgen kann. Mathematisch ist dieser Vorgang leicht aufzufassen: Da die Hinterachse stets senkrecht zum Langbaum des Wagens gerichtet ist und in jedem

Augenblick die Normale der von ihrer Mitte beschriebenen Kurve bildet, so stellt letztere die Traktorie (Traktrix) des von der Mitte der Vorderachse beschriebenen Kreises dar[1]).

Aus der in der Fussnote angegebenen Gleichung dieser Kurve erkennt man, dass für $\Theta = \sqrt{\frac{r+l}{r-l}}$ der Radiusvektor $\varrho = \sqrt{r^2 - l^2}$ und der Winkel $\omega = \infty$ wird, dass also für diese Traktorie ein von O aus mit dem Halbmesser $\varrho = \sqrt{r^2 - l^2}$ beschriebener Kreis Asymptotenkreis ist. Bei genauerem Zusehen zeigt sich jedoch, dass schon bald nach dem Eintritt der Hinterachse in den Strassenbogen die Traktorie und der Asymptotenkreis sich so nahe kommen, dass ihre Abweichung voneinander für praktische Fälle verschwindend genannt werden muss. Beachtet man ferner, dass die Radien $\varrho = \sqrt{r^2 - l^2}$ und r sich im Mittelpunkte O des Wendeplatzes schneiden, also eine regelrechte Bogenbewegung bedingen und dass der Unterschied beider auf Landstrassen jedenfalls klein ist, z. B. für den bisher festgehaltenen Lastwagen, bei einem Achsenhalbmesser des Wendeplatzes von $r_0 = 30$ m und eine Fahrbahnbreite von 5 m nur ungefähr 16 cm beträgt, so

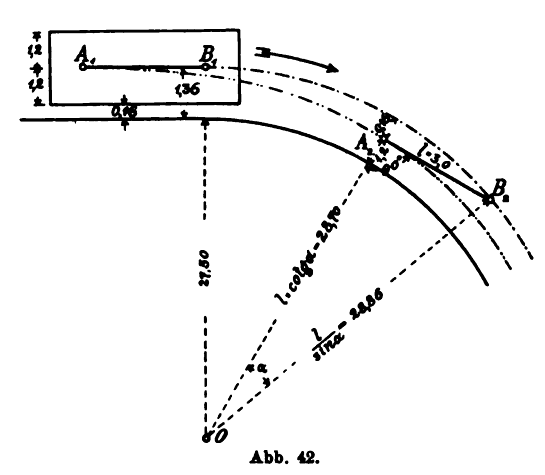


Abb. 42.

1) Die Traktorie des Kreises vom Mittelpunkte O und dem Halbmesser r, und bei einem Achsenabstande AB = l des Fuhrwerks (Abb. 41) ist durch die Gleichungen

$$\varrho = \sqrt{r^2 + l^2 + 2lr\frac{1-\Theta^2}{1+\Theta^2}} \quad \ldots \quad (56$$

$$\omega = \text{arc tg}\frac{2l\Theta}{(r+l)+(r-l)\Theta^2} - \frac{l}{\sqrt{r^2-l^2}} \cdot \text{lognat}\frac{r+l+\Theta\sqrt{r^2-l^2}}{r+l-\Theta\sqrt{r^2-l^2}} + C \quad (57$$

bestimmt, worin $\Theta = \text{tg}\frac{\mu}{2}$ bedeutet.

Die Integrationskonstante C ergibt sich unter der Annahme, dass der Fuhrmann gerade aus fährt, bis die Vorderachse seines Wagens im Bogenanfange steht, und alsdann konzentrisch zur Strassenkrümmung, für die zusammengehörigen Werte $\mu = 90^0$, also $\Theta = 1$ und

$$\omega = \frac{\pi}{2} + \text{arc tg}\frac{1}{r} \quad (58$$

Siehe G. Loria, Spezielle algebraische und transszendente ebene Kurven, Übersetzung von F. Schütte, Leipzig 1902, S. 562 ff.

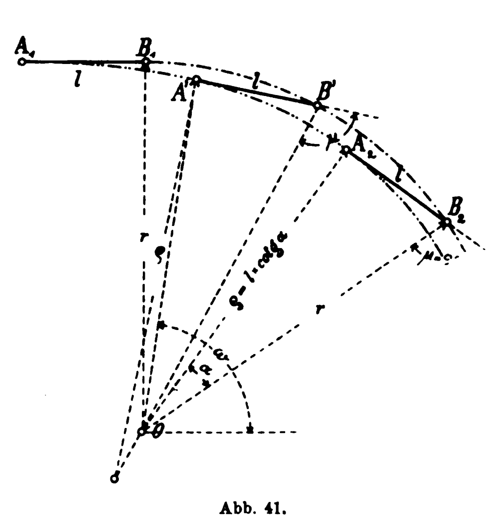


Abb. 41.

erkennt man, dass der Wagen, aus der Geraden kommend, seine Ausgangslage für den folgenden Bogenlauf ohne jede Schwierigkeit erreicht, wenn er nach Abb. 42 schon in der Geraden, statt dicht am Fahrbahnrande, im Abstande von ungefähr 16 cm von ihm entfernt fährt.

Ähnliches gilt für die Ausfahrt des Lastwagens aus dem Bogen in die Gerade. Bewegt sich nämlich der Wagen regelrecht im Bogen, bis seine Vorderachse am Berührungspunkt von Bogen und Gerade angekommen ist, und wird von da ab die Mitte der Vorderachse in einer Geraden parallel zum Strassenrand geführt, so beschreibt gleichzeitig die Mitte der Hinterachse die Traktorie der genannten Geraden, die sie, praktisch gesprochen, sehr bald nach Überschreitung des Bogen[illegible] erreicht. (Abb. 43[1]).

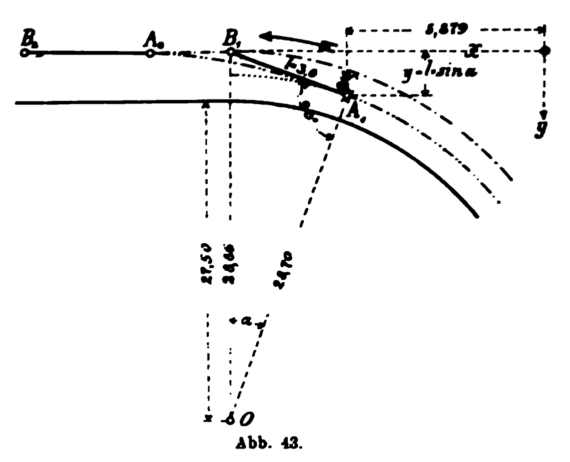


Abb. 43.

Noch einfacher wie beim [illegible]hnlichen Lastwagen mit [illegible] Hinterachse liegt die [illegible] beim Langholzfuhrwerk, [illegible] Hinterachse ebenfalls [illegible] gemacht wird. Bei [illegible] F[illegible] aus der Geraden in den Bogen lenkt auch hier der Fuhrmann, [illegible] die Vorderachse seines Fuhrwerks (B_1 in Abb. 44) in der Nähe des

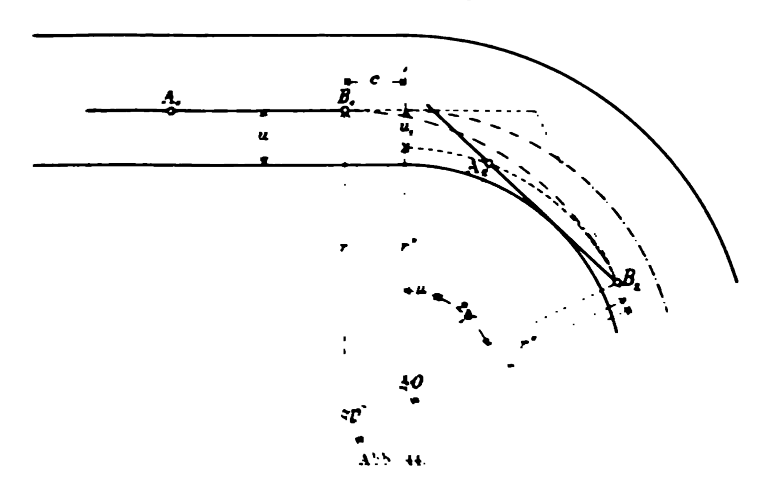


Abb. 44.

[illegible] der geraden Strecke angekommen ist, sein Gespann und damit [illegible] Achse in irgend einer flachen Kurve nach einer ihm passend

[1] Die Gleichung der Traktorie für ein rechtwinkeliges Achsenkreuz mit der Direktrix [illegible]

$$x = [illegible] \log nat [illegible] \qquad (59$$

[illegible] der Traktorie bei der [illegible] Bewegung hat die Ordinate

$$[illegible] \qquad (60$$

erscheinenden Stelle (B_2), wobei die Richtung der Vorderachse, die sie bei ihrer Ankunft in B_1 hatte, allmählich in jene Lage übergeht, die sie in B_2 haben muss, damit der Wagen von dort aus einen regelrechten Bogenlauf beginnen kann. Gleichzeitig führt der hinten am Wagen tätige Arbeiter die Hinterachse in der Art, dass ihre Mitte (A) irgend einen passenden Weg zwischen den Grenzlagen A_1 und A_2 beschreibt, wobei er ihre Richtung ganz nach Bedürfnis, unter Umständen auch um grössere Beträge auf einmal, verstellt. Ob der Bogen B_1 B_2 dabei länger oder kürzer genommen wird und ob die Bahn A_1 A_2 flacher oder weniger flach ausfällt, aus einem oder aus mehreren Kurvenstücken zusammengesetzt erscheint, ist nicht wesentlich; es kommt nur darauf an, dass Pferde und Räder den befestigten Fahrbahnkörper nicht verlassen und der Verkehr auf den Fusswegen nicht beeinträchtigt wird.

Die mathematische Bedeutung auch dieses Vorganges liegt klar vor Augen. Der immer nur mit mässiger Geschwindigkeit fahrende Wagen, dessen Räder gegen ein Gleiten in der Richtung ihrer Achse durch genügend grosse Reibungswiderstände geschützt sind, dreht sich um beständig wechselnde Pole (die jeweiligen Durchschnittspunkte jener Achsen); die Bahnkurven A_1 A_2 und B_1 B_2 sind aus Elementen der aus den Polen beschriebenen Kreisbögen zusammengesetzt zu denken, sie haben mit diesen Kreisbögen gemeinschaftliche Tangenten.

Bei der Nachahmung dieses tatsächlichen Vorganges auf dem Reissbrett wird es sich empfehlen die Bahnkurven nur als Kreisbögen oder Gerade aufzufassen. Fährt also ein Langholzwagen nach Abb. 44 innerhalb der geraden Strecke im Abstande u vom inneren Fahrbahnrand und ist A_2 B_2 jene Lage seiner Achsmitten, von der aus der regelrechte Bogenlauf seinen Anfang nehmen soll; ist unter der Voraussetzung, dass die beiden Achsen um den gleichen Winkel $\alpha = \alpha' = \psi$ aus ihrer normalen Lage gedreht werden, der Halbmesser der beiden Achsmittel r'', der von den Achsen eingeschlossene Zentriwinkel also gleich $2\,\psi$ und der Stellungswinkel gleich μ, so bestimmt man einen Kreis vom Mittelpunkte O' und dem Halbmesser r, der den Grundkreis vom Halbmesser r'' im Punkte B_2 und die Bahn des Wagens innerhalb der Geraden in B_1 berührt; der Punkt B_1 bestimmt die Endlage des Wagens in der geraden Strassenstrecke. Hiernach gelten die ohne weiteres aus Abb. 44 zu entnehmenden Beziehungen

$$r = r'' + \overline{OO'} = u_1 + r'' + \overline{OO'} \,.\, \cos(\mu + 2\,\psi) \quad . \quad . \qquad (61$$

$$\overline{OO'} = \frac{c}{\sin(\mu + 2\,\psi)} \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (62$$

und daraus

$$c = u_1 \,.\, \operatorname{cotg}\left(\frac{\mu}{2} + \psi\right) {}^{1)}. \quad . \quad . \quad . \qquad (63$$

Am bequemsten ist es $c = 0$, also $\overline{OO'} = 0$, $u_1 = 0$, $r = r''$ und u gleich dem Unterschiede von r'' und dem Halbmesser des inneren Fahrbahnrandes anzunehmen, sich also zu denken, dass der Fuhrmann geradeaus fährt, bis die Vorderachse gerade am Bogenanfange steht, dass er alsdann deren Mitte konzentrisch zum gebogenen Strassenrand weiterfährt, während die Mitte der Hinterachse noch geradeaus geführt wird, bis auch sie das Ende der geraden Strecke erreicht hat. Da in diesem Augenblick sich die beiden Radachsen im

[1]) Der Wert von c fällt immer nur mässig gross aus. Für den Achsenhalbmesser des Wendeplatzes $r_0 = 30$ m, für $2\,\psi = 20^0\,12'\,30''$ und $r'' = 28{,}5$ beispielsweise gilt:

$\mu = 20^0$	c = 0,68 m
10^0	0,93 „
0^0	1,40 „

Mittelpunkte des Wendeplatzes schneiden, so beginnt von da ab der regelrechte Bogenlauf des Wagens.

Ebenso zwanglos wie die Einfahrt lässt sich auch die Ausfahrt des Langholzwagens bewerkstelligen.

Mit Rücksicht hierauf und auf die entsprechenden Untersuchungen bezüglich des gewöhnlichen Lastwagens wird man wohl bei Festsetzung der Strassenwendeplätze im Grundriss den Satz als gültig annehmen dürfen,

dass die Einfahrt in den Bogen, wie die Ausfahrt aus demselben, sowohl für Fahrzeuge mit fester Hinterachse wie für Langholzfuhrwerke nicht mehr Platz in Anspruch nimmt als der regelrechte Bogenlauf dieser Fahrzeuge[1]).

Es ist schon früher hervorgehoben worden, dass durch Vergrösserung der Achsen-Drehwinkel einerseits die Verminderung der Bahnhalbmesser, anderseits die Vergrösserung der Bahnbreiten erzielt wird. Man pflegt jedoch keineswegs immer die kleinsten Krümmungshalbmesser nach den grösstmöglichen Achsen-Drehwinkeln festzulegen, sondern kommt öfters dazu, auch weniger scharf gekrümmte Wendeplätze anzulegen. Jedenfalls stellt sich die Aufgabe meist dahin zu untersuchen, welche Bahnbreite bei einem nach irgend welchen Erwägungen gewählten Halbmesser erforderlich ist, um einen bestimmten Verkehr zu ermöglichen. Die Lösung dieser Aufgabe gestaltet sich nun ziemlich einfach, wenn man lediglich die regelrechte Bogenbewegung dabei ins Auge zu fassen hat.

Schliesslich soll nun noch eine in ihrer Krümmung festliegende S förmige Strassenstrecke ins Auge gefasst werden unter der Annahme, dass innerhalb derselben die Begegnung eines Langholzfuhrwerks und eines Lastwagens ermöglicht sein soll und die Fussgänger auf den Banketten durch die Fahrzeuge in keiner Weise gefährdet werden dürfen. Die Bahn jedes diese Strecke durchfahrenden Fuhrwerks setzt sich aus 3 Teilen zusammen, aus zwei regelrechten Bogenläufen innerhalb der beiden Strassenkrümmungen und aus einem Übergangslauf zwischen diesen.

Die für die regelmässigen Bogenläufe in Betracht kommenden Kreisbögen lassen sich nach den früheren Auseinandersetzungen leicht bestimmen. Wäre z. B. der Langholzwagen durch die Forderung des „Rechtsfahrens" im ersten Strassenbogen (S_1) auf dessen Aussenseite verwiesen, so müsste man sich nach den Erörterungen auf Seite 113 ff. diesen Wagen während seines ersten regelrechten Bogenlaufs in solche Lage denken, dass der äussere Fahrbahnrand vom Stammende (oder von der vorderen, äusseren Ecke des das Pferdepaar umschliessenden Rechteckes) beschrieben wird, sobald die Radachsen auf den Mittelpunkt des Strassenbogens eingerichtet wurden. Ebenso müsste dieser Wagen im zweiten Bogen (S_2) der in Betracht stehenden Strassenstrecke, wo er längs der Innenseite zu fahren hätte, in einem solchen Abstande vom inneren Fahrbahnrande gedacht werden, dass, bei richtiger Einstellung der Achsen, die Bahn keines der diesem Wagen zugehörigen Teile einen kleineren Halbmesser als der innere Fahrbahnrand hätte.

Durch diese oder ähnliche Überlegungen sind die regelrechten Bogenläufe innerhalb der S-Kurve bestimmt, und zwar unter der Voraussetzung, dass die beiden Wagenachsen unter gleichem Winkel abgedreht werden, durch die für die Achsmitten gültigen Halbmesser r', bezw. r'' und die zugehörigen Achsendrehwinkel ψ_1 und ψ_2. Anders liegt die Sache bei dem Übergangsbogen im

---

[1]) Loewe, Krümmungshalbmesser und Breite der Strassen-Wendeplätze. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1905, S. 477.

mittleren Teile der Bahn. Hier handelt es sich darum, den Wagen aus seiner Lage (A_1 B_1) am Schlusse der ersten regelrechten Bogenbewegung in jene andere Lage (A_2 B_2) zu bringen, von der aus der zweite regelrechte Bogenlauf seinen Anfang nehmen soll, ohne dass dabei die Bahnen der Räder und der Zugtiere die besteinte Fahrbahn verlassen und ohne dass der Fussgängerverkehr beeinträchtigt wird.

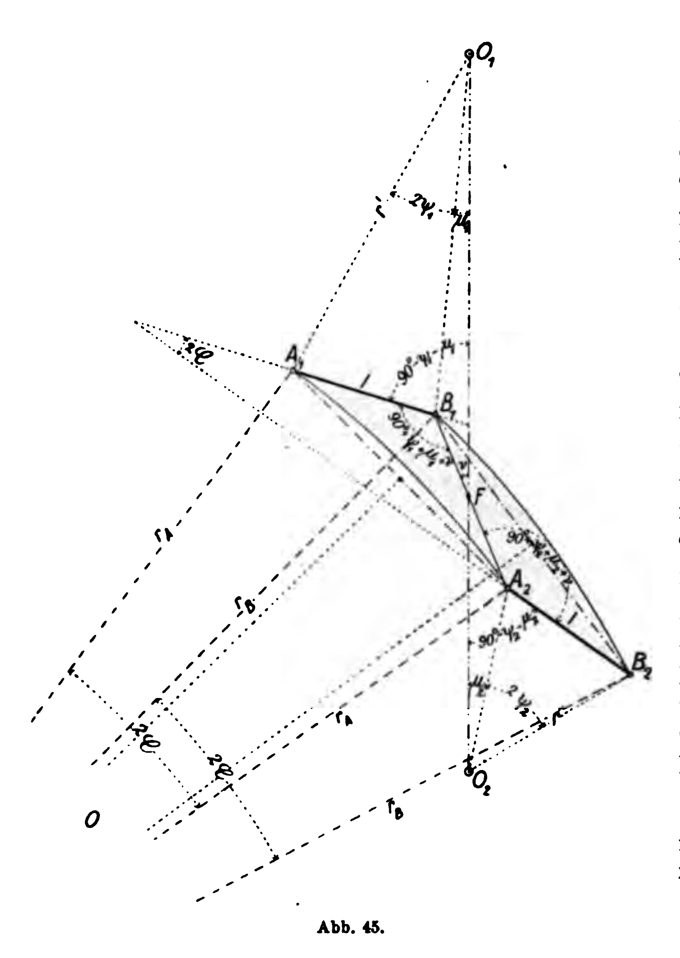


Abb. 45.

Bezüglich der von den Achsmitten A und B bei der Übergangsbewegung beschriebenen Bahnen können verschiedenartige Annahmen gemacht werden [1]). Man könnte z. B. die beiden gegebenen Lagen A_1 B_1 und A_2 B_2 in einfachster Weise durch Drehung um einen Pol O (Abb. 45), nämlich den Durchschnittspunkt der auf die Überführungsstrecken A_1 A_2 und B_1 B_2 errichteten Mittelsenkrechten ineinander überführen [2]), wobei noch besonders zu untersuchen wäre, ob die Räder auf ihrem Wege nicht etwa die Fahrbahn verlassen und die Fusswege überschneiden. Diese Art der Überführung hat jedoch überhaupt keine praktische Bedeutung, der Fuhrmann hält vielmehr auch hier die auf S. 119 geschilderte Überführung ein, wobei sich das Fahrzeug um beständig wech-

[1]) So hat z. B. S. Finsterwalder bei einer anderen Veranlassung gezeigt, dass sich ein Fuhrwerk innerhalb gewisser Grenzen aus jeder Anfangsstellung in jede Endstellung bei durchaus stetiger Bewegung sowohl der Deichsel, wie auch des Schwiggbaumes dadurch überführen lasse, dass man durch geeignete Drehung der beiden Achsen deren Mitten auf jenen Übergangsparabeln führt, die jeweils durch Anfangs- und Endlage des Radachsenmittels als Punkte und die zugehörigen Lagen der Deichsel, bezw. des Schwiggbaumes als Tangenten in diesen Punkten bestimmt sind, während H. Hertz in seiner Mechanik das Prinzip der kürzesten Bahn angibt, das bei Langholzfuhrwerk mit beweglicher Hinterachse mit dem Prinzip „der geradesten Bahn" zusammenfällt. Hiernach müsste sich der Schwerpunkt des Fuhrwerks geradlinig mit konstanter Geschwindigkeit bewegen, während gleichzeitig die einzelnen Teile desselben Drehungen ausführen, die zusammen eine konstante Flächengeschwindigkeit während des Überganges ergeben.

[2]) Siehe Loewe, Die Bahnen der Fuhrwerke in den Strassenbögen, Wiesbaden 1901, S. 9

selnde Pole dreht und die Richtung der Vorderachse, die sie bei ihrer Ankunft in B_1 hatte, allmählich in jene Lage übergeht, die sie in B_2 haben muss, damit der Wagen von dort aus, nach entsprechender Einstellung der Hinterachse, seinen zweiten regelrechten Bogenlauf beginnen kann.

In dem Wunsche, den auf der Strasse sich vollziehenden Vorgang bei der theoretischen Untersuchung nachzuahmen, mag es sich empfehlen anzunehmen,

> die Bahn der vorderen Achsmitte (B) sei ein Kreisbogen vom Mittelpunkte O (Abb. 46), die Vorderachse sei also beständig nach O gerichtet und gehe zugleich in ihren Endlagen (B_1 und B_2) durch die Krümmungs-

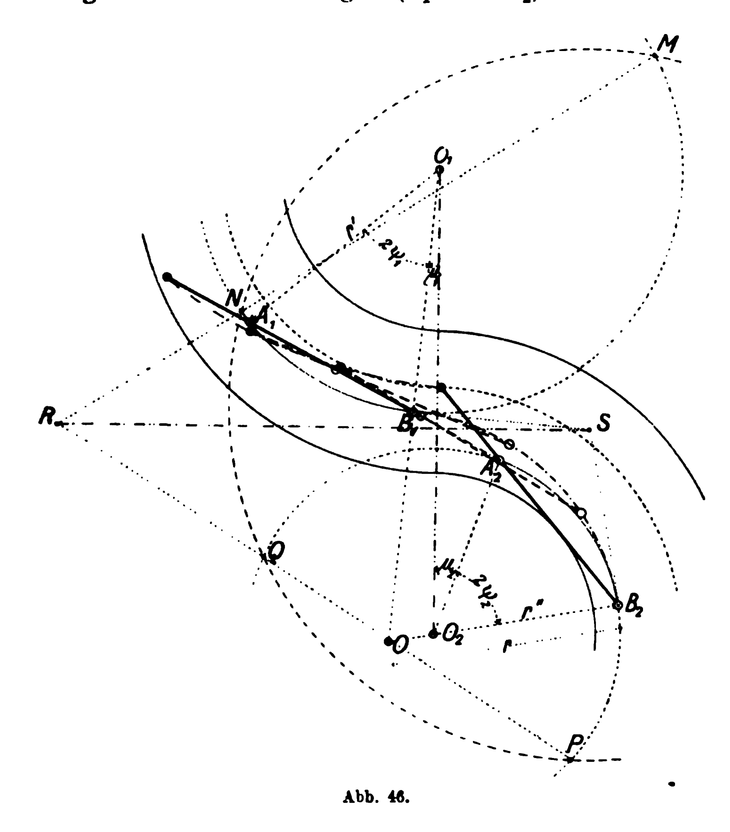


Abb. 46.

> mittelpunkte O_1 und O_2 der Strassenbögen, während die Bahn der hinteren Achsmitte A als Gerade, oder als Kreisbogen, oder auch aus beiden zusammengesetzt gedacht wird, je nachdem dies durch die Forderung, dass die Wagenräder innerhalb der Fahrbahnfläche verbleiben, bedingt ist.

Dieser Vorstellung entsprechend nimmt man die Grenzlage A_2 B_2 in einer sogleich zu erklärenden Weise an und bestimmt einen Kreis vom Mittelpunkte O und dem Halbmesser r, der die beiden Grundkreise mit den Halbmessern r′ und r″, und zwar letzteren im Punkte B_2 berührt. Durch den anderen Berührungspunkt B_1 dieses Kreises mit dem aus O_1 beschriebenen Grundkreis ist die Stelle bezeichnet, bis zu der die Mitte der Vorderachse gekommen sein muss, bevor der Übergang von Bogen zu Bogen beginnen kann. Was zunächst die Festsetzung der Grenzlage A_2 B_2 betrifft, so zeigt sich, dass für sehr verschieden

grosse Werte des Winkels μ_2 (Abb. 46) wenig voneinander abweichende Winkelwerte μ_1 gefunden werden, was den Umstand erklärlich macht, dass der Fuhrmann immer bis nahe an den Wendepunkt der S-Kurve heranfährt, bevor er die Übergangsbewegung beginnt[1]). Es mag sich empfehlen, für μ_2 10^0 oder 20^0 anzunehmen.

Der Kreis vom Mittelpunkte O und dem Halbmesser r ist durch folgende aus Abb. 46 leicht zu entnehmende Beziehungen bestimmt.

$$\overline{OO_1} = \overline{O_1O_2} \cdot \frac{\sin(2\,\psi_2 + \mu_2)}{\sin(2\,\psi_2 + \mu_2 - \mu_1)},\quad \overline{OO_2} = \overline{O_1O_2} \cdot \frac{\sin \mu_1}{\sin(2\,\psi_2 + \mu_2 - \mu_1)} \qquad (64$$

$$r = \overline{OO_2} + r'' = \overline{OO_1} - r' \quad . \quad . \quad . \qquad (65$$

woraus sich mit den Abkürzungsbezeichnungen

$$\varrho = 2\,\psi_2 + \mu_2,\ U = \frac{r' + r''}{\overline{O_1O_2}} \cdot \sin \varrho,\ V = \frac{r' + r''}{\overline{O_1O_2}} \cdot \cos \varrho - 1 \qquad (66$$

zur Berechnung des Winkelwertes μ_1 die Gleichung

$$(V^2 - \sin^2 \varrho)\,\mathrm{tg}^2 \mu_1 - 2\,U\,V\,\mathrm{tg}\,\mu_1 + (U^2 - \sin^2 \varrho) = 0 \ . \qquad (67$$

ergibt.

Ein rein zeichnerisches Verfahren würde in folgendem bestehen:

Man bestimmt die Radikalachse der beiden Kreise mit den Mittelpunkten O_1 und O_2, indem man diese mit einem beliebigen Kreis durchschneidet, die dadurch gegebenen Sekanten MN und PQ bis zu ihrem Durchschnittspunkte R verlängert und von diesem aus eine Senkrechte auf die Verbindungslinie O_1O_2 fällt. Indem man sodann von B_2 aus eine Berührende B_2S an den Kreis vom Mittelpunkt O_2 zieht, von S aus eine Berührende SB_1 an den Kreis vom Mittelpunkte O_1 und endlich die Mittelsenkrechte der Verbindungslinie B_1B_2, so erhält man im Durchschnitte der Mittelsenkrechten mit der Normalen B_2O_2 den gewünschten Mittelpunkt O des Kreises. Dieses Verfahren ist aber meist nicht bequem und sicher genug durchzuführen.

Nachdem die beiden Grenzlagen und die Bahn der vorderen Achsmitte in der beschriebenen Weise festgelegt worden, nimmt man die Bahn der Achsmitte A je nach Umständen als flachen Kreisbogen oder als Gerade an und sieht zu, inwieweit die Fahrbahn von dem Langholzwagen bei seiner Bewegung bestrichen wird, wieviel von dem übrigbleibenden Teil durch den gewöhnlichen Lastwagen in Anspruch genommen wird und ob noch ein genügender Zwischenraum zwischen den Fahrzeugen verbleibt, oder welche Verbreiterung der Fahrbahn zur Erzielung des erforderlichen Zwischenraumes notwendig wird.

Die hier und dort erlassenen Bestimmungen über die Grösse der anzuwendenden Krümmungshalbmesser weichen sehr voneinander ab. In Preussen wurde ein Kleinstwert nicht bestimmt, aber verlangt, dass bei Halbmessern unter 75 m auf eine angemessene Verbreiterung der Steinbahn Bedacht genommen werden soll. In Bayern besteht eine Bestimmung, wonach der kleinste Krümmungshalbmesser für die Strassenkurven in der Regel nicht unter 30 m betragen und nötigenfalls eine entsprechende Verbreiterung der Strasse ausgeführt werden soll[2]). Die hannoverische technische Anweisung aber setzte fest, dass der Krümmungshalbmesser nach der Formel $R = \frac{L^2}{2B}$ (nach der oben festgehaltenen

---

1) Für $r' = 31{,}325$, $r'' = 28{,}5$, $2\,\psi_2 = 20^0\,12'\,30''$, $\overline{O_1O_2} = 60$ m z. B. ergibt sich für $\mu_2 = 20^0, 10^0, 0^0$ bezw. $\mu_1 = 0^0\,27'\,27'', 0^0\,37'\,12'', 0^0\,56'\,21''$.

2) Ministerial-Entschliessung Nr. 3724 vom 26. März 1874, die Behandlung der Projekte für Staatsstrassen, Brücken, Durchlässe etc. betreffend, Pos. 8, Amtsblatt des k. Staatsminist. d. Innern, 1874, S. 210.

Bezeichnung $r_1 = \frac{(l + d)^2}{2b}$, b = Fahrbahnbreite und (l + d) überhaupt die Länge **des Fuhrwerkes samt Gespannen)** bestimmt werden soll, doch sollten Halbmesser **unter 9,4 m nur in aussergewöhnlichen** Fällen zur Anwendung kommen[1]).

In Württemberg betragen die kleinsten Krümmungshalbmesser **gewöhnlich, wenn nicht besondere Verhältnisse** ein Abgehen notwendig machen, **bei Wendungsplatten 13 m, sonst 25 m.**

Einige Angaben über gebräuchliche Werte von Krümmungshalbmessern, **wie sie da und dort bei** Wegüberführungen und Wegverlegungen an Eisenbahnen **festgehalten werden,** finden sich in Heusinger von Waldegg, Handbuch **für Spezielle Eisenbahntechnik, 1. Bd., XI. Kap.,** Konstruktion von Wegbrücken **usw., bearbeitet von Kaven und Osthoff, 4. Aufl. S. 527.**

2. Aufriss (Vertikalprojektion) der Strassen.

Auch für den Aufriss (Vertikalprojektion) der Strasse gilt die bei Be**sprechung der** „Auswahl unter mehreren Strassenlinien" weiter ausgeführte Be**dingung, dass eine Anlage** zu erstreben sei, bei der sich der jährliche Gesamtaufwand (Bau-, Unterhaltungs- und Beförderungs-Kosten zusammengenommen) möglichst niedrig stellt. Wie früher dargetan **worden, ist der Kraftaufwand,** den die Fortbewegung der beladenen Wagen er**fordert, auf wagrechten** Strassenstrecken am kleinsten. Man könnte sich deshalb **veranlasst sehen,** den Aufriss auf grössere Längen hin wagrecht zu gestalten. **Bei näherer Überlegung** zeigt sich aber, dass dies, ganz abgesehen davon, dass **wagrechte Strecken** im allgemeinen sich weniger gut entwässern lassen, in den **meisten Fällen nicht** durchführbar wäre, ohne dass die Erd- und Kunstbau**arbeiten und damit die** Herstellungskosten der Strasse ins Ungeheuere wachsen, **selbst wenn man sich** zu einer bedeutenden Längenentwickelung der Strassen**linie entschliessen wollte,** wodurch die Beförderungskosten zunehmen müssten **und infolgedessen ein Teil** des erstrebten Vorteils wieder zu Verlust ginge. **Durch solche Erwägungen** kommt man zu der Überzeugung, dass in einem **längeren Strassenzuge** Steigungen im allgemeinen unvermeidlich sind. Bezüglich **der Grösse derselben läge** zunächst der Gedanke nahe, dass die Grenze von **2,5—3,0 % nicht über**schritten werden sollte, weil dann auf beschotterten (und **gepflasterten) Strassen**bahnen, wie sie ausserhalb den Städten allein in Betracht **kommen, die Fahrzeuge** noch keine schärfere Bremsung beanspruchen und das **abfliessende Regenwasser** noch keine übergrosse, der Strassenbefestigung gefahr**bringende Geschwindigkeit** annimmt. Es zeigt sich jedoch, dass man auch mit **diesen Steigungsverhältnissen,** wenigstens im Hügel- und Gebirgslande nicht **durchkommt, insoferne** man bei ihrer Anwendung immer noch zu grosse Um**wege und zu bedeutende** Bauarbeiten erhält. Es ist also schliesslich zu ent**scheiden, was für Steigungen** zweckmässigerweise noch angenommen werden **dürfen und welche Grösstwerte** derselben sich empfehlen lassen.

Grösstwert der Steigung.

Ziemlich bestimmt ergibt sich die zulässige Grenze der Steigungsverhältnisse einer Strasse aus der Leistungsfähigkeit der Zugtiere. Wie **nämlich Tabelle 22 lehrt,** nimmt die Nutzleistung derselben sehr rasch ab, wenn die Steilheit der Bahn wächst. Unter den dortigen Voraussetzungen vermag **ein Pferd** bei einer Steigung $\operatorname{tg} \alpha = \frac{Z_0}{G} = 0{,}21$ sich eben noch selbst die schiefe **Ebene hinauf** zu bewegen, falls es diese Leistung während der ganzen Zeit $t = 8$ St. ausführen müsste; bei Steigungen von 6—7 % würde ein Pferdepaar

[1]) Nessenius, Der Strassenbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 154.

noch einen gewöhnlichen, leeren Frachtwagen auf beschotterter Fahrbahn zu befördern vermögen, und erst von hier ab würde bei abnehmender Steilheit des Weges eine Nutzladung möglich sein, die auf guter, beschotterter Bahn bei 2 % etwa das Doppelte des toten Wagengewichtes betragen würde. Erachtete man ein bestimmtes Verhältnis des Wagengewichtes zur Nutzlast als zweckmässig und wäre es möglich, einer Strasse durchaus dieselbe Steigung zu geben, so wäre deren Grösse nach den vorstehenden Bemerkungen leicht zu bestimmen. Nun steht aber fest, dass sich der Aufriss eines längeren Strassenzuges notwendig aus einer grösseren Anzahl verschieden geneigter Strecken zusammensetzt; es kann deshalb auf eine vollständige Ausnützung der Tierkraft längs des ganzen Strassenzuges nicht gerechnet werden, vielmehr wird es darauf ankommen die Verhältnisse so günstig wie möglich zu gestalten, d. h. die Kraft der Zugtiere tunlich auszunützen. Wie früher ausgeführt worden ist, wird nämlich von einem Zugtier dann eine besonders grosse Leistung erzielt und seine Kraft in vollkommener Weise ausgenützt, wenn die ihm zugemutete Last mit Rücksicht auf die Mittelwerte Z_0, t und c der Zugkraft, Arbeitsdauer und Bewegungsgeschwindigkeit bemessen wurde. Hätte man diese Last nach der Wagrechten, also so bemessen, dass das Tier auf allen wagrechten Strassenstrecken vollkommen ausgenützt wird, so müsste sich dasselbe auf allen ansteigenden Strecken übermässig anstrengen, und seine Gesamtleistung würde eine Einbusse erfahren. Wäre dagegen die Nutzladung nach der grössten, im Linienzuge vorkommenden Steigung bemessen worden, so würde die Kraft des Tieres auf allen weniger stark geneigten Strecken nicht vollständig ausgenützt und dessen gesamte Tagesleistung abermals verringert. Daraus geht hervor, dass man eine tunlich kleine Minderung der täglichen Gesamtleistung zu erzielen imstande ist, wenn man die Ladung der Fahrzeuge nach jener Steigung bemisst, die in der fraglichen Strasse besonders häufig und auf längere Strecken vorkommt. Auf allen stärker geneigten Strecken muss alsdann den Pferden eine über das normale Mass hinausgehende Leistung zugemutet, die zulässige grösste Steigung aber durch die Bedingung bestimmt werden, dass diese Mehrleistung von den Pferden ohne Schaden ertragen werden kann. Erfahrungsgemäss ist es ganz unbedenklich, von denselben kurze Zeit hindurch, etwa auf Strecken von 1/2 bis 3/4 Kilometer Länge, das Doppelte der mittleren Zugkraft zu verlangen, wenn dieselben hernach wieder zu verschnaufen und neue Kräfte zu sammeln in der Lage sind. Hiermit ist ein bestimmter Anhaltspunkt für die Feststellung des Grösstwertes der Steigung einer Strasse gefunden.

Soll in einer von Strassen durchzogenen Gegend eine neue Strasse gebaut werden, so ist die besonders häufig vorkommende, durch die Beschaffenheit der Gegend bedingte Durchschnittssteigung im allgemeinen in der ortsüblichen Ladung der Fahrzeuge gegeben. Diese Durchschnittssteigung ($\text{tg}\,\alpha_1$) ergibt sich, wenn

Z_0 die mittlere Zugkraft der Pferde,

μ die durch die Art und Beschaffenheit der Strasse wie der Fuhrwerke bedingte Verhältniszahl (der Widerstandskoeffizient)

G das Gewicht eines Pferdes und

N das übliche Gewicht eines beladenen Wagens bedeutet,

aus der Gleichung

$$Z_0 = \mu \, . \, N + (N + G) \, \text{tg}\, \alpha_1$$

zu

$$\text{tg}\, \alpha_1 = \frac{Z_0 - \mu \, . \, N}{N + G} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (68$$

und der noch zulässige Grösstwert der Steigung ($\text{tg}\,\alpha_0$), der oben besprochenen Erfahrung entsprechend, aus

$$2\,Z_0 = \mu\,.\,N + (N + G)\,\mathrm{tg}\,\alpha_0$$

zu

$$\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \frac{2\,Z_0 - \mu\,.\,N}{N + G} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (69$$

Für Strassen im flachen Lande, wo die mittlere Steigung öfters $\mathrm{tg}\,\alpha_1 = 0$ gesetzt werden kann, wäre

$$Z_0 = \mu\,N$$

und $\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \frac{\mu\,.\,N}{N + G}$, oder mit Vernachlässigung des Pferdegewichts G

$$\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \mu \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (70$$

Hiernach würde die zulässige grösste Steigung im flachen Lande betragen
bei Schotterstrassen, für welche $\mu = {}^1/_{33}$ wäre, $\mathrm{tg}\,\alpha_0 = 3\,\%$
bei Pflasterstrassen, „ „ $\mu = {}^1/_{50}$ „ $\mathrm{tg}\,\alpha_0 = 2\,\%$

Für beschotterte Hügellandstrassen in Württemberg nimmt Laissle[1]) $N = 400 + 1200 = 1600$ kg für ein Pferd an. Hiermit und für das Pferdegewicht $G = 350$ kg und $Z_0 = 75$ kg fände man

$$\mathrm{tg}\,\alpha_1 = \frac{75 - 0{,}03\,.\,1600}{1600 + 350} = 1{,}36\,\%$$

$$\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \frac{150 - 0{,}03\,.\,1600}{1600 + 350} = 5{,}22\,\%$$

Würden auf solchen Strassen nur leichte Fuhrwerke verkehren, für welche z. B. $N = 900$ stattfände, so würde der Grösstwert der Steigung grösser ausfallen, nämlich nach der Gleichung

$$\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \frac{150 - 0{,}03\,.\,900}{900 + 350} = 9{,}8\,\%$$

Im höheren Hügellande und namentlich im Hochgebirg, wo es sich um Überwindung beträchtlicher Höhenunterschiede handelt, bringt die Einhaltung der vorstehend gegebenen Regeln insofern Missstände mit sich, als die Ausführung der grössten Steigung immer nur auf kürzere Strecken und die Unterbrechung dieser steilen Strecken durch flache eine sehr bedeutende Längenentwickelung der Strassenlinie und eine übermässige Erhöhung des jährlichen Gesamtkosten-Aufwandes zur Folge hat, abgesehen davon, dass ein häufiger Wechsel von steilen und flachen Strecken die Talfahrt erschwert. Man wird deshalb lieber eine gleichbleibende Steigung auf grössere Erstreckungen ausführen und die zweckmässige Grösse derselben dadurch feststellen, dass man verschiedene Annahmen über dieselben macht, jedesmal die dadurch bedingten jährlichen Gesamtkosten ausrechnet und die gewonnenen Zahlen miteinander in Vergleich setzt. Man wird also zusehen, ob eine, aus irgend welchen Gründen festzuhaltende Wagenladung zweckmässiger durch zwei oder mehrere Pferde bei geringerer, oder bezw. grösserer Steigung befördert werden kann. Man wird dabei die Grösse des schweren Verkehrs und seine Hauptrichtung berücksichtigen, indem man bei einem sehr lebhaften Verkehr, der einen grösseren Kostenaufwand rechtfertigt, die Steigungen durch eine bedeutendere Längenentwickelung ermässigt, umgekehrt aber stärkere Steigungen zulassen, wenn der schwere Verkehr hauptsächlich talwärts erfolgt u. dergl. m.

Aus den vorstehenden Überlegungen ist auch zu entnehmen, dass es fehlerhaft wäre, in einem Strassenzuge vereinzelte stark geneigte Strecken zuzulassen, weil dadurch entweder eine Verkleinerung der Nutzladung für die ganze

[1]) Laissle, Der Strassenbau. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. 1, 4. Abt. Kap. VIII, 3. Aufl., S. 29.

Linie, oder die Einrichtung eines jedenfalls umständlichen und kostspieligen Vorspanndienstes auf diesen steilen Strecken bedingt wäre.

Alle bisherigen Untersuchungen sind nur mit Rücksicht auf den Güterverkehr angestellt worden, weil dieser auf den Landstrassen tatsächlich in der Regel im Vordergrunde steht. Es fragt sich nun aber, ob und inwieweit etwa die gewonnenen Ergebnisse durch den immer auch auftretenden Personenverkehr abgeändert werden müssen, namentlich wenn letzterer den Güterverkehr überwiegt. Sieht man genauer zu, so findet man, dass die Kosten des Personenverkehrs nicht in dem Masse wie die des Lastenverkehrs von den Steigungsverhältnissen der Strasse abhängig sind, und dass ersterer zwar für sich etwas grössere Steigungen wie letzterer ertragen würde, dass aber die für den schweren Lastenverkehr besonders bestimmten zweckmässigen Steigungen mit Rücksicht auf den gleichzeitigen Personenverkehr nur so wenig abzuändern wären, dass es genüge, „für die Bestimmung der besten Ansteigung lediglich die Grösse des Güterverkehrs zugrunde zu legen, denn der Personenverkehr wird selbst dann, wenn er den Frachtverkehr an Pferdezahl bedeutend überwiegt, die einseitig für den Güterverkehr gefundene Steigung nur um ein geringes Mass steiler erfordern."

Zweckmässigste Steigung.

Dieser Satz ist von Launhardt[1]) aufgestellt, der sich sehr eingehend mit dieser Angelegenheit befasst und auch die Frage behandelt hat, „in welcher Weise die Steigungsverhältnisse der Chauseen anzuordnen seien, damit der allgemeine Zweck jeder Strassenanlage, die Kosten der Fortbewegung von Lasten zu verringern, am vollkommensten erreicht werde".

Launhardt gelangt dabei zu einer Reihe von Formeln, durch die

1. das vorteilhafteste Steigungsverhältnis für ein Fuhrwerk bei der Bergfahrt;
2. die vorteilhafteste Nutzladung für die Bergfahrt bei gegebener Steigung;
3. die beste Anordnung von Steigung und Nutzladung für die Bergfahrt, falls beide frei gewählt werden können;
4. das vorteilhafteste Gefäll bei gegebener Nutzladung für die Talfahrt;
5. das vorteilhafteste Ladegewicht für die Talfahrt bei gegebenem Strassengefälle;
6. das beste Gefäll und die vorteilhafteste Nutzladung unter gleichmässiger Berücksichtigung der Berg- und Talfahrt

festgelegt wird. Mit Hilfe dieser Formeln werden sodann eine Anzahl Aufgaben gelöst.

So ergibt sich z. B. die folgende

Tabelle 27.

Vorteilhafteste Nutzladung und Steigung für verschiedene Durchschnittsgefälle des Strassenzugs.

1	2		3	4	5	6	7	8		9		10		11	12	13	14
	Für den ganzen Strassenzug ist							Für Überschreiten einer Höhe ist									
	das durchschnittliche Längengefälle		die vorteilhaft. Nutzladung für 1 Pferd	bei der Bergfahrt		bei der Talfahrt		das vorteilhafteste Gefälle				für einen in beiden Richtungen gleich starken Verkehr					
				Geschw. v.	Zugkraft Z	Geschw v.	Zugkraft Z	für die Bergfahrt		für die Talfahrt		das vorteilhafteste Gefälle		bei der Bergfahrt		bei der Talfahrt	
		%	kg	m/S	kg	m/S	kg		%		%		%	v	Z	v	Z
Im Flachlande	1: ∞	0	2050	1,06	88,5	1,06	88,5	1:66,0	1,5	1:29	3,4	1:56	1,8	0,64	143	1,49	34
	1:500	0,2	2032	1,02	94	1,12	82	1:66	1,5	1:29	3,4	1:56	1,8	0,65	142	1,49	34
	1:250	0,4	1983	0,99	98	1,17	74,5	1:64	1,6	1:29	3,4	1:54	1,9	0,66	141	1,51	32
Im Hügellande	1:100	1,0	1718	0,94	104,5	1,36	50	1:55	1,8	1:27	3,7	1:46	2,2	0,70	136	1,60	19
	1: 80	1,25	1629	0,92	107	1,43	41,5	1:52	1,9	1:26	3,8	1:44	2,3	0,72	133	1,64	15
	1: 60	1,7	1460	0,90	109	1,56	24,5	1:47	2,1	1:25	4,0	1:40	2,5	0,74	130	1,70	7
Im Berglande	1: 40	2,5	1182	0,87	113,5	1,71	5,5	1:39	2,6	1:23	4,3	1:36	2,8	0,83	119	1,75	0
	1: 30	3,3	1026	0,81	121	1,66	-11,5	1:35	2,9	1:22	4,5	1:33	3,0	0,86	115	1,70	-7
Im Gebirge	1: 20	5,0	717	0,75	128,5	1,43	-41	1:28	3,6	1:19	5,3	1:26	2,8	0,91	109	1,59	-21

[1]) Die erste Abhandlung „Bestimmung der zweckmässigsten Steigungsverhältnisse der Chausseen" ist in der Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1867, S. 198—240 und im Sonderdruck 1868 erschienen. Eine Vervollständigung und teilweise Vereinfachung dieser Arbeit bildet die andere Abhandlung „Die Steigungsverhältnisse der Strassen" in derselben Zeitschrift 1880, S. 345—374 mit Sonderabdruck 1880.

Bei diesen und den übrigen Berechnungen ist angenommen:
die Widerstandszahl $\mu = 1/30$,
die mittlere Zugkraft eines Pferdes $Z_0 = 75$ kg,
die mittlere Zug-Geschwindigkeit $c = 4'$ hannoverisch $= 1{,}17$ m/Sek.,
die mittlere tägliche Arbeitszeit $t = 8$ Stunden,
das Eigengewicht eines schweren, zweispännigen Landfuhrwerks für den Pferdekopf $Q_1 = 450$ kg,
das Eigengewicht eines gewöhnlichen zweispännigen Lastfuhrwerks für den Pferdekopf $Q_1 = 600$ kg,
das Eigengewicht eines vierspännigen Frachtfuhrwerks mit 4—6" breiten Felgen für den Pferdekopf $Q_1 = 750$ kg,
demnach im Mittel für das Pferd ein Wagengewicht $Q_1 = 600$ kg,
das Gewicht eines Zugpferdes $G = 375$ kg.

Launhardt selbst macht ausserdem folgende Bemerkungen zu den berechneten Zahlen:

„Die in der 3. Spalte der Tabelle angegebenen Ladungsgewichte sind unter der Voraussetzung berechnet, dass die Strasse eine gleiche Höhe ersteigt und wieder verlässt mit dem in der 2. Spalte angegebenen Gefällsverhältnisse. Die Aufgabe, für eine gegebene Strasse mit vielfach wechselnden Gefällsverhältnissen die beste Nutzladung zu bestimmen, kann nur durch umständliche Proberechnungen zutreffend gelöst werden, indem man für verschiedene Ladungsgewichte die zur Förderung auf dem ganzen Strassenzuge erforderliche Arbeit berechnet und untersucht, für welches Ladungsgewicht sich die Einheit der Nutzladung mit einem Kleinstwerte von Arbeit fördern lässt. Denkt man sich aber die sämtlichen ansteigenden Strecken der Strasse durch eine gleichmässig steigende Strecke ersetzt, deren Länge gleich der Summe der Längen aller steigenden Strecken ist, und durch die eine Höhe erstiegen wird, die gleich der Summe sämtlicher erstiegenen Höhen ist; und denkt man sich ferner die sämtlichen fallenden Strecken in ähnlicher Weise durch eine gleichmässig fallende Strecke ersetzt, so kann man unter Zugrundelegung der so gefundenen Durchschnittsansteigung und des erhaltenen Durchschnittsgefälles, sowie unter Berücksichtigung des Verhältnisses der erstiegenen zu der wieder verlassenen Höhe die Nutzladung in einfacher Weise berechnen."

„Aus den Zahlen der Spalten 3—7 geht hervor, dass es für alle Fälle vorteilhaft ist, die Nutzladung so stark zu nehmen, dass die Pferde bei der Bergfahrt mit mehr als ihrer mittleren Zugkraft in Anspruch genommen werden, so dass selbst für die Wagrechte die Nutzladung erheblich grösser zu nehmen ist als diejenige, die mit der mittleren Zugkraft fortgeschafft werden kann. Bei oberflächlicher Beurteilung würde man eine solche Nutzladung, die mit der mittleren Zugkraft und der mittleren Geschwindigkeit fortzuschaffen ist, für die vorteilhafteste halten können, weil die Pferde dabei ihre Grösstleistung entwickeln, allein die Theorie zeigt, dass eine Vergrösserung der Nutzladung über dieses Mass hinaus, wenn dadurch auch die Bruttoleistung der Zugtiere von ihrem Grösstwerte herabgedrückt wird, doch den nutzbringenden Teil ihrer Tagesarbeit vergrössert. Je mehr die tote Last im Verhältnisse zur Nutzlast sich vergrössert, um so mehr werden die Pferde über ihre mittlere Zugkraft bei der Bergfahrt in Anspruch genommen werden müssen."

„Für eine Strasse, deren Durchschnittsgefälle bekannt ist, erhält man aus den Spalten 8, 9 und 10 der Tabelle die vorteilhafteste Steigung, wenn es sich darum handelt, durch diese Strasse eine gewisse Höhe zu erreichen, und zwar gibt Spalte 8 die Steigung für den Fall, dass die Strasse nur einen aufwärts gerichteten Verkehr hätte, Spalte 9 für den Fall, dass nur ein Verkehr abwärts stattfände, und Spalte 10 für einen in beiden Richtungen gleich starken Verkehr."

„Bemerkenswert ist noch, dass für Fuhrwerke, deren Ladung für steile Gebirgsstrassen von 1/30 oder 1/20 Durchschnittsgefälle bemessen ist, noch flachere Gefälle als das Durchschnittsgefälle die vorteilhaftesten sind. Es würde also ein irriger Schluss sein, wenn man einer Strasse deshalb steile Steigungen geben wollte, weil bereits ausgebaute Strecken derselben mit solchen steilen Steigungen versehen sind."

Bei Behandlung der Aufgabe: Welchen Einfluss üben die Erbauungs- und Unterhaltungskosten der Strasse und die Stärke des Verkehrs auf die vorteilhafteste Steigung aus, welche einer Strasse bei Überschreitung einer Höhe zu geben ist, findet Launhardt das Endergebnis:

Je nach der Stärke des Verkehrs und den Kosten der Strasse schwankt die vorteilhafteste Steigung

im Berglande zwischen 1/20 und 1/30 (5,0 und 3,3 %),
„ Hügellande „ 1/30 „ 1/40 (3,3 „ 2,5 %),
„ Flachlande „ 1/40 „ 1/50 (2,5 „ 2,0 %),

und für einen mittelstarken Verkehr und für mittlere Kosten der Strasse ist die vorteilhafteste Steigung

im Berglande gleich 1/24 (4,2 %),
„ Hügellande „ 1/36 (2,8 %),
„ Flachlande „ 1/44 (2,3 %).

Besondere Untersuchungen über den Einfluss der Grössen μ, Q_1 und G, für welche, wie oben angegeben, bei Berechnung der vorteilhaftesten Steigung bezw. 1/30, 600 und 375 angenommen worden war, haben ergeben, dass diese Zahlen passende Durchschnitte sind und dass die damit gefundenen Werte der zweckmässigsten Steigung keine wesentlichen Änderungen erleiden, wenn für μ, Q_1 und G andere vorkommende Werte gesetzt werden.

Zu beachten wäre nur noch die S. 140 ausführlich verzeichnete Angabe von **Bockelberg**:

Für die **Bergfahrt im Trabe** ist selbst für leichte Reisewagen eine Steigung von 5% noch zu steil; auf Steigen von 4,54% sieht man gutbespannte Kutschen nur streckenweise im kurzen Trabe fahren; 4% wird für diese Gangart schon bequemer; 3 bis 3,3% gestattet ziemlich anhaltenden Trab, wenn aber die Steige lang ist und der Trab sehr rasch und nachhaltig sein soll, so wird eine noch sanftere Steigung von 2,78 bis 2,50% mindestens sehr wünschenswert.

Für die **Talfahrt im Trabe** ist ohne künstliche Hemmung eine Steigung von 6,25% noch gefahrvoll und ein Gefäll von 5% noch sehr misslich; eine Steigung von 4,54% erfordert noch grosse Mässigung des Trabes und vorsichtige Leitung der Tiere; eine Neigung von 4,17% auf guten Steinstrassen nötigt die Kutschenpferde noch zum starken Aufhalten, wenn eine künstliche Hemmung fehlt und auf festen und glatten Strassen muss das Gefälle erst bis zu 2,78% und unter besonderen Umständen sogar bis zu 2,5 oder 2,22% abnehmen, ehe es ganz gefahrlos ist, mit schweren Reisewagen ohne Hemmungsmittel lange fallende Strecken in gestrecktem Trabe zurückzulegen.

[illegible]

Wie die Grösstwerte der anzuwendenden Steigungen durch die Leistungsfähigkeit der Zugtiere bedingt sind, so ergeben sich die **kleinsten**, noch empfehlenswerten Steigungsverhältnisse der Strassen mit Rücksicht auf die Möglichkeit ihrer Entwässerung und einer nicht allzuschwierigen Instandhaltung derselben. Wagrechte Strecken sind in dieser Hinsicht nicht zu empfehlen, weil die bei ihnen nur durch die Querneigung ermöglichte Oberflächenentwässerung erfahrungsgemäss leicht versagt und infolgedessen die Unterhaltung solcher Strecken immer schwierig ist. Die preussische Anweisung vom Jahre 1871 bestimmte im § 15:

„Horizontale Strecken sind nur dann zulässig, wenn die Strasse eine freie Lage hat und eine besonders gute Entwässerung stattfindet."

Zuweilen wird für die flachsten Steigungen das Mass von 1/2 oder 1% festgehalten. Die im flachen Lande hier und da vorkommende Anordnung von miteinander abwechselnden flachen Steigungen und Gegensteigungen, der sogenannte wellenförmige Aufriss oder Längenschnitt soll hauptsächlich der Entwässerung dienen.

Verlorene Steigung.

Weiter ist bezüglich des Aufrisses einer Strasse als unzweckmässig zu bezeichnen, ohne Not **verlorene Steigungen** anzuwenden, d. h. auf eine steigende (oder fallende) Strassenstrecke alsbald wieder eine fallende (oder steigende) Strecke folgen zu lassen, weil sich dadurch ein Verlust mechanischer Arbeit ergeben würde. Gerechtfertigt können verlorene Steigungen sein, wenn durch ihre Anordnung bedeutende Baukosten erspart werden, deren Zinsen die durch die verlorene Steigung veranlassten Mehrausgaben bei der Beförderung und für die Strassenunterhaltung übersteigen. So kann es sich beispielsweise empfehlen, bei Überschreitung eines Flusses mit hohen Ufern die daselbst erforderliche bedeutende Brücke dadurch zu erniedrigen, dass man die Strasse von beiden Seiten her gegen die Brückenbaustelle fallen lässt. Oder man kann sich zur Ausführung verlorener Steigungen veranlasst sehen, wenn sich dadurch eine Verminderung der gesamten Erd-Massenbewegung, oder eine erwünschte Massenausgleichung herbeiführen lässt. In manchen Fällen werden verlorene Steigungen zur Umgehung von Hindernissen erforderlich, so z. B., wenn die Strasse ein Quertal kreuzt, dessen Wasserlauf in seinem oberen Teile ein für die Überschreitung sehr geeignetes Bett aufweist, während sich am Unterlaufe gefährliche Schuttkegel vorfinden, oder wenn eine im Tal sich hinziehende Strasse eine steile Strecke der Talwand umgehen soll u. dgl. m.

Übrigens kann hier noch darauf hingewiesen werden, dass es im Hinblick auf die Beförderungskosten am zweckmässigsten ist, den höchsten und tiefsten Punkt einer Strassenstrecke durch eine einzige gerade Linie zu verbinden, weil jede Senkung oder Erhebung des Längenprofils unter bezw. über diese Gerade eine Kostenmehrung wie eine „verlorene Steigung" bedingt[1]).

Nach Gleichung 77a berechnen sich die Beförderungskosten für eine Tonne bei Verfolgung der schiefen Ebene AB (Abb. 47) zu

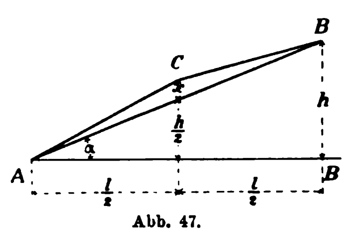


Abb. 47.

$$K.l = M . \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3}\frac{tg\,\alpha}{tg\,\alpha_0}\right)^2} = \frac{9\,M l^3\,tg^2\,\alpha_0}{(3\,l\,tg\,\alpha_0 - h)^2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{a^2}$$

und die Kosten für die schiefen Ebenen AC und CB zu

$$K' . \frac{l}{2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{8\left[3\,\frac{l}{2}\,tg\,\alpha_0 - \left(\frac{h}{2} + x\right)\right]^2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{2\,(a - 2\,x)^2}$$

und

$$K'' . \frac{l}{2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{8\left[3\,\frac{l}{2}\,tg\,\alpha_0 - \left(\frac{h}{2} - x\right)\right]^2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{2\,(a + 2\,x)^2},$$

also

$$(K' + K'')\frac{l}{2} = \frac{9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0}{2} . \frac{(a + 2\,x)^2 + (a - 2\,x)^2}{(a^2 - 4\,x^2)^2} =$$

$$= 9\,M\,l^3\,tg^2\,\alpha_0 . \frac{a^2 + 4\,x^2}{(a^2 - 4\,x^2)^2} = K\,l\,\frac{a^2\,(a^2 + 4\,x^2)}{(a^2 - 4\,x^2)^2}.$$

Der Kostenunterschied auf den beiderlei Wegen ACB und AB, nämlich

$$(K' + K'')\frac{l}{2} - Kl = Kl . \frac{a^2\,(a^2 + 4\,x^2) - (a^2 - 4\,x^2)^2}{(a^2 - 4\,x^2)^2} = Kl . 4\,x^2 . \frac{3\,a^2 - 4\,x^2}{(a^2 - 4\,x^2)^2}$$

ist stets positiv.

Wie leicht zu ersehen, ist der Einfluss eines Steigungsbruches um so grösser, je kleiner $tg\,\alpha_0$ ist; er tritt also im Flachlande stärker als im Hügellande und hier wieder stärker als im Gebirge hervor. Auch ergibt sich dieser Einfluss um so grösser, je grösser die fragliche einheitliche Steigung $tg\,\alpha = \frac{h}{l}$ im Vergleiche zu $tg\,\alpha_0$ ist. Man wird also auch bei Anwendung gebrochener Steigungen zuweilen veranlasst sein Vergleichsrechnungen durchzuführen.

Sonstige den Aufriss betreffende Regeln.

Noch mögen einige andere Gesichtspunkte für Feststellung einer Strassenachse nach ihrem Aufrisse Erwähnung finden. Früher hat man, um zu verhüten, dass die Zugtiere auf länger ansteigender Strecke mehr und mehr ermüden, die Steigung von unten nach oben hin abnehmen lassen[2]), eine Annahme, die nach der vor-

[1]) Launhardt, Bestimmung der zweckmässigsten Steigungsverhältnisse der Chausseen, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 226.

[2]) In Umpfenbach, Theorie des Neubaues usw. der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 290 und Bauernfeind, Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau, München 1875. S. 188 ist der Fall eines parabelförmigen Aufrisses behandelt. Verlangt man nämlich eine gleichmässig abnehmende Steigung und bezieht den Aufriss AB (Fig. 48) auf das rechtwinkelige Achsenkreuz YAX mit der wagrechten Achse AX, so gilt als Bedingung, dass das Steigungsverhältnis $\frac{dy}{dx}$ sich gleichmässig ändere, die Beziehung

$$\frac{d^2\,y}{d\,x^2} = c$$

worin c eine unveränderliche Zahl bedeutet. Hieraus erhält man bei erstmaliger Integration

stehend gegebenen Rechnung im allgemeinen nicht begründet erscheint, aber in besonderen Fällen wohl einer gewissen Berücksichtigung wert sein kann.

Ausserdem müssen, wie oben dargetan worden, unter Umständen auf die mit dem Grösstwerte der Steigung versehenen Strecken solche mit schwächerer Steigung folgen, damit die Tiere Gelegenheit zum Ausruhen finden, nachdem ihnen die Ausübung der doppelten mittleren Zugkraft zugemutet worden. An allen Stellen, wo Durchlässe und Brücken zur Ausführung kommen müssen, ist die Höhenlage der Strasse im Hinblick auf dieselben zu wählen, und dort, wo Wegkreuzungen oder Wegüberführungen vorkommen, sind grössere Erdarbeiten tunlich zu vermeiden; im übrigen ist auf eine zweckmässige Ausgleichung der Auf- und Abträge Bedacht zu nehmen. Muss die Strasse im Bereiche von Wasserläufen und -Becken geführt werden, so ist ihre Höhenlage durch deren Hochwasserstände, unter Umständen auch durch die Stärke des Wellenschlages bestimmt, so dass ihre Oberfläche, wenn möglich, gesichert gegen Überschwemmung erscheint. Freilich lässt sich dies nicht in allen Fällen durchführen, wie aus dem folgenden, von v. Kaven[1]) gegebenen Beispiele erhellt.

„Die 1862 erbaute Strasse von Aschendorf über Rhede nach Bellingwolde (Holland) liegt in dem ersten Abschnitte bis Rhede ganz im Überschwemmungsgebiete der Ems, an der einen Strecke sogar bis auf nur 25° Abstand längs des Flusses und konnte der Örtlichkeit wegen füglich nicht eine andere Lage rücksichtlich des Grundrisses erhalten. In Betracht der Höhenlage musste sie aus hydrotechnischen Gründen im allgemeinen ganz in Maifeldshöhe durchgeführt werden, weil die Wasserfluten hier zu bedeutend und so erheblich sind, dass durch Flutbrücken dem Hochwasserstrome nicht Raum genug zu gewähren sein würde, und ausserdem die Ortschaften oberhalb grosse Gefahr von Aufstauung gehabt haben würden, hätte man dort die Strasse wasserfrei legen wollen. Daher wurde verfügt, die Strassenkrone in Maifeldshöhe zu legen und vor Aschendorf und Rhede noch einen Überlauf, also zwei dergleichen herzurichten, jeden von etwa 200° Länge. Bei gewöhnlichem Hochwasser werden diese Überlaufstellen 2′ hoch, und vom höchsten Wasser 3′ 9½″ überströmt. Der übrige Teil bleibt bei gewöhnlichem Hochwasser frei. Zur Zeit des höchsten Wassers ist dann freilich

---

$$\frac{dy}{dx} = cx + c'$$

und durch wiederholte Integration und mit Berücksichtigung der Tatsache, dass x und y gleichzeitig null werden, die Gleichung

$$y = c\frac{x^2}{2} + c'x$$

welche einer Parabel zugehört.

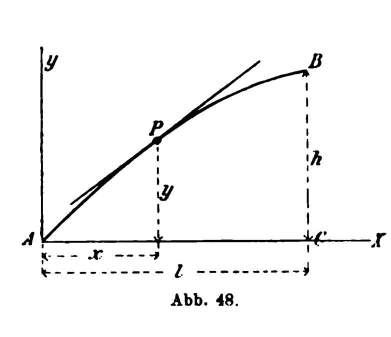


Abb. 48.

Bezeichnet man das Steigungsverhältnis in A und B beziehungsweise mit τ_1 und τ_2, die Länge AC = l und die Höhe CB = h, so erhält man mit den zusammengehörigen Werten $x = 0$ und $\frac{dy}{dx} = \tau_1$ aus der Gleichung für $\frac{dy}{dx}$

$$c' = \tau_1$$

und für die beiden, einander entsprechenden Werte $x = l$ und $\frac{dy}{dx} = \tau_2$

$$c = -\frac{\tau_1 - \tau_2}{l}$$

womit die Parabel bestimmt ist. Ihr Scheitel in der Entfernung x_0 von A, wo $\frac{dy}{dx} = 0$, ist beispielsweise festgelegt durch

$$x_0 = \frac{\tau_1}{\tau_1 - \tau_2} . l = \frac{2\tau_1}{\tau_1^2 - \tau_2^2} . h.$$

[1]) v. Kaven, Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften, Abt. I der Wegbau, Hannover 1870, S. 147.

der Verkehr unterbrochen. Die Überlaufstrecken liegen in Bodenhöhe und haben ein 4″ erhöhtes Bankett bekommen."

In schärfer gekrümmten Strecken werden die Steigungen gemässigt, um so mehr, je kleiner der Krümmungshalbmesser ist. Diese für Eisenbahnen besonders wichtige Regel findet auch bei den Strassen Anwendung, aber nicht sowohl wegen bedeutender, durch die Krümmung veranlasster wirklicher Bewegungswiderstände, als vielmehr zur Berücksichtigung des Kraftverlustes, der sich bei der Bergfahrt infolge Abweichens der Zugstrangrichtung von der Längsachse des Wagens ergibt, und um den Zugtieren die für sie sehr ungünstige Arbeit beim Zurückhalten des zu Tal gehenden Wagens zu erleichtern [1]).

Gesetzliche Bestimmungen über Steigungsverhältnisse.

Auch bezüglich der Steigungen sind öfters gesetzliche Bestimmungen erlassen worden, welche je nach den besonderen Verhältnissen der betreffenden Länder oft stark voneinander abweichen, aber auch in einem und demselben Lande gewöhnlich einen Wechsel insoferne aufweisen, als man in früheren Zeiten viel stärkere Steigungen als später zuliess. Manche der ermässigten Steigungen würden freilich, wenn es sich neuerdings um eine Entscheidung handeln würde, wieder eine Erhöhung vertragen können, nachdem die Eisenbahnen den schweren Verkehr zum grossen Teile von den Strassen an sich gezogen haben.

Die ältere preussische Anweisung vom Jahre 1834 bestimmte im Gebirge $^1/_{18}$ (5,6 %), im Hügellande $^1/_{24}$ (4,2 %).

Nach der „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen" in Preussen [2]) vom 17. Mai 1871, die allerdings nach der Überweisung der Chausseen usw. an die Provinzialverwaltungen mancherlei Abänderungen erfahren hat, gilt:

§ 11. „Die Kronenlinie ist in Verbindung mit der Richtung der Strasse so zu disponieren, dass hohe Auf- und Abträge tunlichst vermieden werden und übermässige Steigungen ohne dringende Notwendigkeit nicht vorkommen. Dabei ist ein häufiger Wechsel des Steigens und Fallens zu vermeiden und bei Überschreitung von Bergen und Wasserscheiden die Verteilung des Gefälles in der Art anzustreben, dass, bevor die grösste Höhe nicht erreicht ist, die einmal gewonnene Höhe ohne besondere Umstände nicht aufgegeben werde."

§ 12. „Als Maximalsteigungen gelten in der Regel:

a) in gebirgigen Gegenden 50 Millimeter für das Meter Länge, oder 5 %,
b) im Hügellande 40 mm/m oder 4 %,
c) im Flachlande 25 mm/m oder 2,5 %.

Bei Disponierung des Längenprofils der Strassenkrone ist das Gefälle nicht anders als nach ganzen Millimetern für das Meter Länge zu normieren."

§ 13. „Bei anhaltenden Steigungen von grösserer Gesamthöhe als 30 m, und wenn eine stärkere Steigung als 4 % angewendet wird, ist auf jede folgende Höhe von 30 Meter die Steigung um wenigstens je $^1/_2$ % oder 5 mm für das Meter Länge zu vermindern, was so lange fortzusetzen ist, bis dieselbe 4 % erreicht hat."

§ 14. „(Ruheplätze.) Können die Maximalsteigungen von mehr als 4 % auf längere Strecken nicht vermieden werden, so sind in Entfernungen von 600 bis 800 m Ruheplätze von wenigstens 30 m Länge, denen höchstens eine Steigung von 1 % gegeben werden darf, anzulegen."

In Bayern darf die Grösststeigung der Strassen in der Regel nicht mehr als 5 % betragen [3]).

Grössere Anforderungen stellte die hannoversche technische Anweisung vom Jahre 1860, welche die grössten Steigungen im Gebirge, Hügel- und Flachlande zu bezw. 41 mm (4,1 %), 33 mm (3,3 %) und 25 mm (2,5 % festsetzt.

[1]) Siehe übrigens: Kantonsingenieur Nussbaumer, Zugkraft und Steigungsreduktion in Strassenkurven, Schweiz. Bauzeitung, Bd. XLIV, Nr. 19.

[2]) Zeitschrift für Bauwesen 1871, S. 421. Zur Nieden, Der Bau der Strassen und Eisenbahnen usw., Berlin 1878, S. 43.

[3]) Ministerial-Entschliessung vom 26. März 1874, Amtsblatt des k. Staats-Ministeriums des Innern 1874, S. 210.

Abweichend hiervon bestimmen die Regeln über die allgemeine Bauart der Landstrassen und Chausseen in der Provinz Hannover vom 25. April 1873 die grösste Steigung im Gebirge zu 50 $^{mm}/_{m}$ (5 %)[1]).

Für den Aufriss der Staatsstrassen in Württemberg wurden erstmals durch Erlass vom 5. Februar 1820 Bestimmungen dahin getroffen, dass Gebirgsstrassen in der Regel mit $6^3/_4$ % Steigung angelegt werden sollen, jedoch bei grossen Schwierigkeiten und daraus erwachsenden unverhältnismässigen Kosten auch Steigungen bis 8 % bei Strassen 1. Klasse und bis 10 % bei Strassen 2. Klasse zugelassen werden dürfen.

In den im Jahre 1849 über die Behandlung von Neubauten aufgestellten Grundsätzen wurde für die Staatsstrassen der Grösstwert der Steigung zu 6 % festgesetzt.

Etwa seit dem Jahre 1860 wurden in der Regel als grösste Steigungen bei den Staatsstrassen im Hügellande 5 %, im Gebirge 6 % zugelassen[2]).

In der badischen Instruktion für Strassen-Neubau vom Jahre 1822 war bezüglich der Steigungen der Strassen folgendes bestimmt:

a) „Sollen Gebirgsstrassen ohne Vorspann befahren werden können, so darf ihr Steigen nicht über $^4/_{100}$ der Länge, oder, welches einerlei ist, nicht über 4 Zoll für die Rute betragen.

b) Ein Strassenbaumeister soll nicht ohne Not Steigen anlegen. Es ist ein seltener Fall, dass eine steile Steigung nicht vermieden werden kann; wo solche aber nicht zu vermeiden ist, soll sie höchstens $^6/_{100}$ der Länge oder 6 Zoll für die Rute Steigung haben.

c) In denjenigen Fällen, in welchen die Steigungen a und b nach gerad möglichstem Zug nicht erhalten werden können, muss die Strasse in Wendungen geführt, in den Wendungspunkten aber horizontal oder mit einem geringen entgegengesetzten Gefälle erbaut werden.

d) Bei einer langen Steigung von 4 Zoll auf die Rute und um so mehr von 6 Zoll auf die Rute müssen in Abständen Ruheplätze von 80 bis 100 Fuss Länge mit einem entgegengesetzten Gefälle von 2 Zoll auf die Rute angelegt werden, und die Mulden sind dann womöglich auf dem Punkte des Zusammentreffens eines Ruheplatzes und des oberen Teils der Steige anzulegen.“

Diese Vorschriften vom Jahre 1822 wurden zwar von dem Ministerium nicht zur allgemeinen Verordnung erhoben, sie dienten aber den Strassenbau-Behörden gleichwohl im wesentlichen zur Richtschnur.

Unter den Grundsätzen, die in neuerer Zeit bei Ausführung von Strassenneubauten zur Anwendung kommen, werden auch folgende genannt:

Das Gefäll soll möglichst wenig wechseln und insbesondere Gegengefälle, soweit dies ohne unverhältnismässige Kosten geschehen kann, gänzlich ausgeschlossen werden. Die einmal gewonnene Höhe darf in der Regel nicht wieder aufgegeben werden.

Das grösste Gefäll soll in der Regel

bei Haupt-Landstrassen von starkem Verkehr nicht über . . . . 5 %,
bei Seitenstrassen nicht mehr als . . . . 6 %,
bei Gebirgsstrassen, die nicht in die Klasse der Hauptstrassen gehören, höchstens betragen . . . . 8 %.

Bei Gebirgsstrassen soll, wenn immer tunlich, das grössere Gefälle unten, das kleinere oben eingehalten werden.

In starken Wendungen, sogenannten Rampen, soll die Strasse in der Regel horizontal gelegt werden, keinesfalls aber mehr als 2 % Gefälle haben.

Nicht zu umgehende Gegengefälle in Ortschaften müssen auf 4 bis 5 % ermässigt werden. Lange und tiefe Hohlgassen oder Tunnels sind, wenn möglich, ganz zu vermeiden[3]).

1) Nessenius, Der Strassenbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 140.

2) Verwaltungsbericht der k. Ministerialabteilung f. d. Strassen- und Wasserbau f. d. Rechnungsjahre vom 1. Febr. 1887/88 und 1888/89, I. Abt. Herausgegeben vom k. Ministerium des Innern, Abteilung f. d. Strassen- und Wasserbau. Stuttgart 1891, S. 50.

3) Bär, Die Wasser- und Strassenbau-Verwaltung in dem Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1870, S. 490 und 493.

In einer späteren Veröffentlichung [1]) findet sich die Angabe:

Die höchste Steigung soll im Gebirge, wenn nicht ganz ausserordentliche Hindernisse vorliegen, 5—6 %, im Hügellande 4 %, im Flachlande 2½ % betragen.

Die unter kantonaler Verwaltung stehenden Schweizer Strassen zeigen mannigfache Unterschiede, auch schon hinsichtlich der ihre Bedeutung kennzeichnenden Benennung. Die wichtigsten derselben, Kantonsstrassen, Strassen erster Klasse, Kommerzialstrassen u. dgl. benannt, besitzen grösste Steigungen von meist 7—10%, in einzelnen Fällen bis 5 % herunter, in anderen bis 12 und 14 % hinauf. Im Kanton Freiburg überschreitet die Steigung der Hauptstrassen an einigen Orten 30 %. Die Gotthard- und Axenstrasse, die Furka-, Oberalp- und Unterseelisbergstrasse im Kanton Uri haben Grösststeigungen von 10 % [2]).

Äusserungen von Schriftstellern über Steigungsverhältnisse.

Bemerkenswert sind endlich die verschiedenen Äusserungen von Fachleuten über die anzuwendenden Grösstwerte der Steigungen, wie sie Wesermann [3]) und Bokelberg [4]) ziffermässig zusammengestellt haben. Nachstehend mögen einige ausführlichere Mitteilungen ihren Platz finden.

Wiebeking [5]) spricht sich folgendermassen aus:

„Zur Schonung des Zugviehs, die man so viel als möglich befördern muss, trägt natürlich die horizontale Lage einer Chaussee (ihrer Länge nach) wesentlich bei. Es muss also dahin getrachtet werden, dass die Strassen so wenig wie möglich steigen. Will man lange Bergstrecken ohne Vorspann und ohne zu harte Anstrengung des Zugviehs befahren, so muss der darüber führende Weg nicht über 3 Zoll auf die Klafter steigen (4,2 %); 4 Zoll Steigung (5,6 %) darf nicht über 200—400 österr. Klafter (379—759 m) in einem fortgehen, sonst müssen die auf der Ebene ohne Vorspann gezogenen Lastwägen, für welche man auf guten Strassen für jedes starke Pferd 15 Zentner (840 kg) rechnet, schon Vorspann haben."

„Auf jeder Strasse, die mehr als 3" auf die Klafter (4,2 %) steigt, müssen die Räder der abwärts fahrenden schweren Lastwägen gesperrt werden (an sehr schweren Fuhrwerken geschieht dies bereits bei 3" Steigung) und die Radschuhe, ohne welche die Sperrung untersagt ist, reissen dann das Deckmaterial auf, wiewohl dies bei mit Ketten gesperrten Rädern, worunter kein Radschuh ist, noch mehr geschieht. Es sollte daher jeder Radschuh, um das Aufreissen der Strassendecke so viel als möglich zu verhindern, 7" breit sein, weil ein schmälerer auch tiefere Einrisse macht. Bei leichten Fuhrwerken, wenn die Pferde kraftvoll sind, das Geschirr stark und der Fuhrmann vorsichtig ist, darf das Rad erst bei 6 und 8" Steigung auf die Klafter (8,3 und 11 %) gesperrt werden, wobei jedoch die Pferde immer leiden, und was nicht selten mit Gefahr verknüpft ist, weil die Aufhalter zerreissen können."

„Die Schonung des Zugviehs erfordert es daher auch, dass die Bergstrassen derart angelegt werden, dass sie von der Ebene nur allmählich aufwärts steigen, anfänglich mag die Steigung 4, dann 3, 2 und endlich 1 Zoll auf die Klafter betragen. Alsdann lege man die Strasse, womöglich, wieder eine Strecke horizontal, lasse sie nun abermals, 4, 3, 2 und 1 Zoll auf die Klafter steigen, damit das Zugvieh einige Erleichterung und Ruhe gewinne, und wenn es ermüdet ist, auf dem Gipfel des Berges sanfter steigende Strassen antreffe, als am Anfange, des Berges, wo es seine Kräfte noch nicht zu stark angestrengt hatte. Je länger die Strassen über Berge geführt werden müssen, desto sanfter ziehe man dieselben."

„Da, wo aber die Ausführung dieser aus der Erfahrung gezogenen Regel von der Örtlichkeit nicht zugelassen wird, und die Strasse mit 3—4 und mehr Zoll auf die Klafter (4,2, 5,5 % und mehr) auf sehr lange Strecken steigen muss, lege man auf 80 bis auf 250 Klafter (152 bis 474 m) Rasten oder Ruhestätten an."

v. Pechmann [6]) sagt in seinem Buche:

[1]) Bär, Das Strassenbauwesen in dem Grossherzogtum Baden unter dem Einflusse der Eisenbahnen usw., Karlsruhe 1890, S. 20.

[2]) Bavier, Die Strassen der Schweiz, Zürich 1878.

[3]) Wesermann, Handbuch f. d. Strassen- und Brückenbau, Düsseldorf 1830, S. 109.

[4]) Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins f. d. Königreich Hannover, 1855, S. 192.

[5]) Wiebeking, Theoretisch-Praktische Strassenbaukunde, Sulzbach 1808, S. 33 ff. Wiebeking hält sich in seiner Schrift meist an das Wiener Mass: 1 Klafter = 6 Fuss = 72 Zoll = 1,8965 m.

[6]) v. Pechmann, Anleitung zum Bau und zur Unterhaltung der Haupt- und Bezirksstrassen, 2. Aufl. München 1835, S. 15.

„Auf einer zweckmässig gebauten Strasse soll der Fuhrmann keines Vorspannes und keiner Hemmkette bedürfen, solange seine Ladung nicht mehr als 4 Pferde erfordert; denn bei dieser Ladung bedarf er des Einhemmens auch bei jener Steigung der Strasse, die sogleich als das grösste derselben angegeben werden wird. Die Erfahrung lehrt, dass jener Zweck erreicht wird, wenn die Strasse auf 100 Fuss der Länge um nicht mehr als 6 Fuss steigt oder fällt (ungefähr 4½ Zoll auf die Klafter und 7 Zoll auf die zehnfüssige Rute). Diese Steigung ist daher als das grösste anzunehmen, welches bei einer tadellos gebauten Strasse nicht überschritten werden darf. Aber auch diese Steigung soll nicht über 1000′ (292 m) ununterbrochen fortgesetzt werden, weil sie in einer grösseren Länge für die Zugtiere beschwerlich wird. Sie soll daher bei lange dauernden Steigungen in Entfernungen von höchstens 1000 Fuss mit ebenen Stellen von wenigstens 80 bis 100 Fuss (23 bis 30 m) Länge, welche den Zugtieren zu Ruheplätzen dienen können, unterbrochen werden. Erlauben aber die Ortsverhältnisse nicht, diese Ruheplätze anzubringen, dann muss die Strasse mit Rasten[1]) versehen werden, deren Konstruktion in der Folge beschrieben werden wird. Sehr lange dauernde Steigungen sollen, wenn es die Ortsverhältnisse nur immer gestatten, nicht mehr als 4 bis 4½ Fuss auf 100 Fuss (3 Zoll im Mittel auf die Klafter und 5 Zoll auf die Rute) betragen.“

„Der Fuhrmann soll auf einer zweckmässig und fehlerfrei durch Ebenen oder durch nur hügelige Gegenden gebauten Strasse allenthalben die Last führen können, welche er auf vollkommen ebener Strasse führen kann, weil er sonst auch für die übrigen vollkommen ebenen Teile der Strasse weniger zu laden gezwungen ist. Wenn die Strasse nicht über 3 Zoll auf die Klafter (4,2 %) steigt und diese Steigung nicht zu lange währt, was in Gegenden dieser Art beinahe immer vermieden werden kann, so kann der Fuhrmann die mässig grössere Anstrengung, die seine Pferde machen müssen, durch langsameren Zug entweder vermeiden oder für dieselben unschädlich machen.“

„Die Wendungsplätze müssen jedesmal wagrecht angelegt werden, weil es für die Stangenpferde zu schwer sein würde, den Wagen bergab zurückzuhalten und zugleich zu wenden.“

Umpfenbach[2]) äussert sich in folgender Weise:

„Aus ähnlichen Beobachtungen auf anderen Strassen, welche ungefähr die nämlichen Ergebnisse lieferten, schliesse ich, dass zur Erhaltung der Strassen die beste Steigung bei freier Lage von 3 bis 4 Zoll auf die Rute (2,1 bis 2,8 %) ist, und in engen Tälern von 5—6 Zoll auf die Rute (3,5 bis 4,2 %). Diese Steigungen sind aber zu stark, als dass man sie da anwenden könnte, wo es nicht gerade Absicht ist zu steigen, denn nur leichte oder stark bespannte Postchaisen können auf solchen Steigungen höchstens 150 Ruten (565 m) weit im Trabe aufwärts gefahren werden.“

„Das anzunehmende geringste Gefälle liegt also zwischen der horizontalen Linie und einer Steigung von 5 bis 6 Zoll auf die Rute; man nimmt es gewöhnlich zu ¾ bis 1 Zoll auf die Rute (0,5 bis 0,7 %) an, weil man bemerkt hat, dass die Strassen bei einer solchen Steigung schon ziemlich abtrocknen.“

„Zur Bestimmung des grössten Gefälls können folgende Betrachtungen führen. Die Steigung von 4 bis 5 Zoll auf die Rute (2,8 bis 3,5 %) ist die vorteilhafteste zur Erhaltung der Strassen, und zugleich so gering, dass die Zugtiere die leichten Wagen ohne alle Mühe, und die Lastfuhren mit nur geringer Anstrengung hinaufziehen. Man darf auch die Steigung natürlich nicht so stark annehmen, dass beim Abwärtsfahren irgend ein Fuhrwerk gehemmt werden muss, sondern sie sollte im Gegenteil so gering sein, dass die Zugtiere das Fuhrwerk nicht merklich aufzuhalten haben, weil dieses die Hinterfüsse der Tiere sehr angreift. Der k. Wegebaumeister, Herr Pr. Lt. Jacobi hat, um die Steigung zu bestimmen, auf welcher die abwärts gehenden Fuhrwerke anfangen, ohne Zugkraft fortzurollen, auf meine Veranlassung vielfältige Beobachtungen gemacht.“ (Folgt die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.)

„Es geht aus diesen Versuchen hervor, dass die Fuhrwerke

1. bei 3″ Gefälle (2,1 %) auf einer glatten Strasse schon zu folgen anfangen; nach anderen Versuchen folgen gut gebaute Chaisen schon bei etwas mehr als 2″ auf die Rute (1,4 %);

2. bei 6″ Gefälle (4,2 %) und trockner, glatter Strasse das leichte Fuhrwerk schwach, das schwere aber mit Anstrengung zurückgehalten wird, auf rauher Strasse aber erst von selbst läuft, oder noch gezogen werden muss;

---

[1]) Die hier ins Auge gefassten, sonst aber als verwerflich bezeichneten „Rasten“ sind quer über die Strasse gezogene Vertiefungen, in denen der Wagen, wenn er auch von den Pferden nicht mehr zurückgehalten wird, stehen bleiben würde, ohne abwärts zu rollen, in denen daher der Fuhrmann im Berganfahren seine Zugtiere ausruhen lassen kann, und wo im Bergabfahren die zunehmende Geschwindigkeit des Wagens gehemmt und Gefahren vorgebeugt wird.

[2]) Umpfenbach, Theorie des Neubaues, der Herstellung und Unterhaltung der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 33 ff.

3. bei 8" (5,6%) leichtes Fuhrwerk, wenn der Hemmschuh angelegt ist, noch gezogen, ohne denselben aber auf glatter Strasse scharf zurückgehalten werden muss; schweres aber, wenn die Pferde nicht ermüdet werden sollen, gehemmt wird;

4. bei 9" Gefälle auf die Rute (6,25%) und mehr und glatter Strasse die Fuhrwerke gehemmt, oder so stark aufgehalten werden müssen, dass die Pferde schnell ermüden. Auf einer rauhen oder frisch beschütteten Strasse ist aber die Anstrengung noch nicht sehr beträchtlich.

Man kann also annehmen, dass, mit Beziehung auf die Strassenerhaltung und die Bequemlichkeit des Zuges, die Gefälle nicht grösser als von 4" auf die Rute (2,8%) sein sollten."

„Es ist indessen in den meisten Örtlichkeiten nicht möglich, Strassengefälle von 4" anzunehmen, ohne zu grosse Umwege zu machen. Man nimmt daher 6" auf die Rute (4,2%) für Strassen, welche von schweren Frachtfuhrwerken, und 8" (5,6%) für diejenigen, welche nur von leichten Fuhrwerken befahren werden, als das, aber nur selten zu wählende stärkste Gefälle an; bei Ersteigung von grössern Höhen darf ein solches Gefälle nur im unteren Teile stattfinden, und muss nach oben hin, wo die Tiere anfangen zu ermüden, immermehr abnehmen."

„Dass es durch eine verständige Wahl der Strassenlinie möglich ist, diese starken Gefälle zu vermeiden, hat Telford bei Anlegung der Strasse von London nach Irland durch Wallis bewiesen. Auf dieser, durch ein sehr gebirgiges Land führenden Strasse sind nur 2 Stellen, die stärkeres Gefälle als 4—5" auf die Rute (2,8—3,5%) haben, eine ziemlich lange Strecke mit 6 1/2" (4,5%) und eine andere von ungefähr 50 Ruten (188 m) Länge mit 8 1/2" auf die Rute (5,9%)." —

Es mögen noch einige Angaben aus Wesermann[1]) folgen.

Wesermann stellt, wie schon früher bemerkt worden ist, eine grosse Anzahl Angaben von Strasseningenieuren zusammen. Ausserdem sagt er unter anderem:

„Der Verfasser hat über die im Jahre 1788 bis 1793 zu 5° (8,7%) gebauten Strassenstrecken der Provinz Mark, wovon einige 600—700 Ruten (2260—2636 m) lang sind, die Beobachtung gemacht, dass der Einspänner, welcher ein gutes Pferd hat, ohne Vorspann 1300—1500 ℔ (608—701 kg) herauf und ohne Radschuh herunter fahren kann, wenn die Strasse vom besten Materiale, das kleiner als gewöhnlich zerschlagen sein muss, unterhalten und geebnet wird. Zwischen Duisburg und Elberfeld, wo grösstenteils Ebene ist, fährt der Einspänner auch wohl 1800—3000 ℔ (841—1402 kg), wo er dann an den 5° steigenden Strassenstrecken Vorspann nimmt."

„Den 22. Januar 1808 wurde bei dem Herauffahren der 5 1/2° (9,6%) steigenden Strassenstrecke zu Gevelsberg zwischen Hagen und Schwelm bei verschiedenen, in einer Reihe fahrenden Einspännern, die nahe an 1400 ℔ (654 kg) Steinkohlen geladen hatten, auf 90 Ruten (339 m) Länge folgende Beobachtungen gemacht:

In der	1. Periode wurde	1/2	Minute Zeit gefahren und	1/4	Minute pausiert,
	2. „	1/4	„ „	1/2	„ „
	3. „	3/4	„ „	3/4	„ „
	4. „	1/2	„ „	1/2	„ „
	5. „	1	„ „	1/2	„ „
	6. „	3/4	„ „	1/4	„ „
	7. „	1/4	„ „	1/4	„ „
	8. „	1/2	„ „	1/2	„ „
	9. „	1/4	„ „	1/4	„ „
	10. „	1/2	„ „	1/2	„ „
	11. „	1/2	„ „	1/2	„ „
	12. „	1/4	„ „	1/4	„ „
	13. „	1/2	„ „	—	„ „
	Zusammen	6 1/2	Minuten Zeit und	5	Minuten Pause,

so dass in einer Zeit von 11 1/2 Minuten 90 Ruten (339 m) zurückgelegt wurden, was bei gleichen Verhältnissen in einer Zeitstunde 470 Ruten (1770 m) gemacht haben würde. Die Probe bei einem Dreispänner in einer ebenen Gegend war 920 Ruten (3465 m), also beinahe das Doppelte. In Ansehung der am Gevelsberge gemachten Beobachtungen ist noch zu bemerken, dass die mit 1400 ℔ (654 kg) beladenen Karren schon 340 Ruten (1280 m) zurückgelegt hatten, wovon das Steigen mit 1 1/2° (2,6%) anfing und bis zu 5 1/2° (9,6%) anwuchs, so dass

1) Wesermann, Handbuch für den Strassen- und Brückenbau, 2. Aufl. Düsseldorf 1830, S. 112 ff.

die Pferde schon zum Teil ermüdet die folgenden 90 Ruten (339 m) in 11½ Minuten zurücklegten."

„Neben den angegebenen Versuchen hat der Verfasser noch folgende Erfahrungen gesammelt:

a) 4 einspännige, mit 1416 ℔ (662 kg) Steinkohlen beladene Karren fuhren den 5½° (9,6 %) 186 Ruten (700 m) lang ansteigenden Kewicher Berg mit abwechselnden Pausen hinauf in 20 Minuten Zeit, das macht auf eine Länge von 600 Ruten (2260 m) 64½ Minuten. (Die Gevelsberger Probe gibt 73 Minuten).

b) Ein Zweispänner fuhr mit 1500 ℔ (701 kg) beladen den 600 Ruten (2260 m) langen, 5° (8,7 %) ansteigenden Strassenzug von Niederbarmen nach Lichteplatz bei Ronsdorf hinauf in einer Zeit von 50½ Min.

c) Ein mit 14 Ztr. zu 110 ℔ (720 kg) beladener, einspänniger Karren mit Vorspann brachte darauf 60 Min. zu.

d) Ein desgleichen mit 12 Ztr. (617 kg) mit Vorspann 45 Min.

e) „ „ „ 16 „ (823 kg) „ „ 75 „

f) „ „ „ 18 „ (925 kg) „ „ 75 „

g) „ „ „ 13½ Ztr. (694 kg) ohne Vorspann 90 Min.

h) „ „ „ einem mageren Pferde 120 Min.

i) Ein Dreispänner mit ermüdeten Pferden, 5000 ℔ (2337 kg) nebst einem Vorspannpferde 135 Min.

k) Bei dem Herunterfahren brachte ein schwer beladener Dreispänner an Zeit zu: 36 Min. Auf wagrechtem Boden ist die gewöhnliche Zeit 39½ Min.

l) Ein leerer Karren fuhr herunter in 25 Min.

m) Ein Reiter ritt im Schritt herunter in 25 Min.

n) 4 Reiter ritten hinauf in 23½ Min.
Auf 600 Ruten (2260 m) wagrechten Bodens braucht ein gewöhnliches Reitpferd im Schritte an Zeit 20½ Min.

„Aus diesen Beobachtungen ergibt sich, dass die Geschwindigkeit auf einer geneigten Ebene hauptsächlich von der Stärke der Pferde und von dem Willen des Fuhrmanns abhängt, ob er nämlich sein Pferd schonen will oder nicht, dann auch ob die geneigte Ebene lang anhält oder kurz ist, ob das Pferd ausgeruht oder ermüdet seinen Weg antritt usw. Auch lassen sich daraus die Regeln ziehen, dass man nur bei ausserordentlichen örtlichen Schwierigkeiten und besonders da, wo am Fusse des Berges ohne Aufenthalt gleich der nötige Vorspann zu haben ist, eine Steige von 5° (8,7 %) gestatten dürfe."

„Übrigens hat der Verfasser rücksichtlich der Reiter und Fussgänger noch folgende Beobachtungen gemacht:

„Zwischen Solingen und Elberfeld waren bis zum Jahre 1803 noch 2 steile Strassenstrecken, eine zu 7° (12 %) bis 8° (14 %), und die andere zu 11° (19 %), welche durch Serpentinen in den nebenliegenden Bergwänden zu 5° (8,7 %) Steigung verlängert und bequemer gemacht wurden; allein alle Reiter bedienen sich noch bis zu dieser Stunde der 7—8° ansteigenden kürzeren alten Strasse, aber keiner will die kürzere Linie der 11° ansteigenden Strecke einschlagen; hingegen ersteigen alle Fussgänger und Lastträger die letztere."

Bokelberg, in seiner wiederholt angezogenen Abhandlung: Über Strassengefälle und deren Einfluss auf die Nutzleistung der Zugtiere[1]), führt verschiedene Erfahrungsergebnisse an, die er zur Prüfung der von ihm daselbst aufgestellten Tabellen benützt:

„Vor wenigen Jahren und vielleicht noch später, als die in der Umgegend von Bremen ansässigen Frachtfuhrleute alles aufboten, um in der Fortschaffung der Güter von Bremen nach Hannover die Konkurrenz mit der neu gebauten Eisenbahn zu behaupten, fuhren dieselben mit 2 Pferden 30 Schiffpfunde (zu 308 ℔ Bremer Gewicht) auf der Chaussee nach Hannover in der gewöhnlichen Schnelligkeit von 3½ Fuss in der Sekunde und bei 8—10 Stunden Arbeitsdauer im Tage. Mit Einschluss des Gewichtes des leeren Wagens von mindestens 40 Ztr. betrug mithin die Zuglast für jedes Pferd nicht weniger als 66 Ztr. (3300 kg), welche auf beinahe wagrechten, auf ansteigenden und fallenden Pflaster- und Steinschlagbahnen fortgeschafft werden musste. Unter den einzelnen Ansteigungen jener Frachtstrasse befindet sich eine Pflasterbahn von etwa 100 Ruten (467 m) mit einer Steigung von $^1/_{32}$ (3,1 %), welche am Fusse (jedoch nur auf kurze Länge) mit $^1/_{20}$ (5,0 %) beginnt. Diese ansteigende Strecke wird von jenen schweren Frachtwagen noch so eben ohne ausserordentlichen Vorspann erklommen, wenn die ordentliche Bespannung an sich sehr kräftig und dabei noch nicht ermüdet, die Witterung aber günstig ist. Ist dagegen der Reibungswiderstand durch ausserordentliche Umstände erhöht, oder sind die schwächeren Zugpferde schon abgetrieben,

1) Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins 1855, S. 80 ff.

so muss die Bespannung vermehrt werden. Jenes Mass der Ansteigung von $^1/_{32}$ der Länge (3,1 %) bildet daher eine ziemlich scharfe Grenze bei der allergrössten Anstrengung der stärksten und an schwere Arbeit gewöhnten Pferde."

„Am sogenannten Hülpersberge auf der Hannover-Hildesheimer Chaussee ist ferner die Erfahrung gemacht, dass auf guter Steinschlagbahn von $^1/_{28}$ (3,6 %) Ansteigung und ungefähr 200 Ruten (935 m) Länge bei trockener Witterung noch 54 bis 60 Ztr. (2700—3000 kg) (Brutto) für das Pferd ohne ausserordentlichen Vorspann fortgeschafft werden, während die stärker belasteten Wagen des Vorspannes bedürfen. Bei schlechter Witterung und aufgeweichter Bahn, also bei einem erhöhten Reibungswiderstande, können aber nur 45—50 Ztr. (2250—2500 kg) Gesamtgewicht für das Pferd ohne Vorspann über diese Anhöhe gefahren werden."

„Die Casseler Chaussee am sogenannten Papentale vor Elze hat auf etwa 140 Ruten (654 m) Länge eine Ansteigung von $^1/_{26}$ (3,8 %). Zur Überwindung derselben bedürfen die zweispännigen Frachtwagen mit mehr als 80 Ztr. (4000 kg) Nutzladung und die Vierspänner mit mehr als 130 Ztr. (6500 kg) Nutzladung (ganze Wagenlast für das Pferd = 50—60 Ztr. [2500—3000 kg]) des ausserordentlichen Vorspannes. Auf den nur wenig ansteigenden Strecken der Casseler Chaussee werden mit 2 Pferden oft 130—150 Ztr. (einschliesslich des Wagengewichts) gleich 6500—7500 kg im mittleren Schritt fortgezogen."

„Auf der Hannover-Hamelner Chaussee vor Wätzen müssen die Fuhrleute eine ungefähr 150 Ruten (700 m) lange Steinschlagbahn passieren, die mit einer Ansteigung von $^1/_{75}$ (1,3 %) beginnt, darauf allmählich zu $^1/_{19}$ (5,3 %) Ansteigung übergeht und mit $^1/_{56}$ (1,8 %) Ansteigung endigt. Ein Pferd zieht daselbst etwa 49 Ztr. (2450 kg) Wagenlast mit einer Geschwindigkeit von 2—3 Fuss = 0,58—0,88 m in der Sekunde. Der Reibungswiderstand darf hier zu $^1/_{35}$ bis $^1/_{45}$ angenommen werden."

„Bei einer angestellten Probefuhr auf der Lauenauer Deisterstrasse war die grösste Fuhrleistung von 2 starken Pferden auf einer teils glatten, teils etwas unebenen Steinschlagbahn von 245 Ruten (1145 m) Länge, welche auf den ersten 165 Ruten (770 m) $^1/_{16}$ bis $^1/_{15}$ (6,25—6,7 %), auf den letzten 80 Ruten (374 m) aber $^1/_{20}$ (5 %) ansteigt, bei einer Zuggeschwindigkeit von 2 Fuss (0,58 m) in der Sekunde 74 Ztr. (3700 kg). Die Reibungswiderstände mochten hier durchschnittlich $^1/_{30}$ betragen.

Bokelberg kommt zu dem Ergebnisse, dass mit Rücksicht auf die Verbesserung der Steinschlagbahnen und der Fuhrwerks-Einrichtung selbst Ansteigungen von $^1/_{32}$ der Länge (3,1 %) auf Hauptfrachtstrassen im Flachlande schon Bedenken über ihre Zulässigkeit erregen können; dass Ansteigungen von $^1/_{28}$ (3,6 %) auf diesen Strassen jetzt nicht mehr genügen; dass selbst im beginnenden Hügellande die Ansteigung von $^1/_{26}$ (3,8 %) für Frachtfuhrwerk schon sehr lästig wird; und dass Ansteigungen von $^1/_{20}$ bis $^1/_{16}$ (5 bis 6,25 %) nicht viel mehr als halbe Ladungen gestatten. Für Gebirgsstrassen und für Landstrassen kann unter besonderen Umständen ein so grosses Längengefälle zulässig sein, im allgemeinen ist aber diejenige Strasse unstreitig die vollkommenste, die unter übrigens gleichen Umständen sich der Wagrechten am meisten nähert.

„Fragt man nun," so fährt Bokelberg fort, „welches Mass der Ansteigung auf Kunststrassen überhaupt zweckmässig sei, und welches grösstes Gefälle auf derselben zur Anwendung kommen dürfe, so wird sehr sorgfältig unterschieden werden müssen zwischen der örtlichen Lage des ganzen Strassenzuges oder seiner einzelnen Abteilungen, der baulich-technischen Beschaffenheit derselben, der Länge der unvermeidlichen Steigungen und Gefälle, den Verkehrsverhältnissen und den Zwecken der Strassenanlage überhaupt."

„Zur Überwindung der einzelnen Ansteigungen muss der Fuhrmann in der Regel keines ausserordentlichen Vorspannes bedürfen und überhaupt nicht von fremder Hilfe abhängig gemacht werden. Mit derselben Bespannung, welche für die Beschaffenheit des übrigen und zwar grössten Teils des Weges, bei der gewöhnlichen Geschwindigkeit von $3^1/_2$ bis 4 Fuss (1,0 bis 1,2 m) in der Sekunde auf längere Zeit ausreicht, muss er bei verminderter Geschwindigkeit auch die am stärksten ansteigenden einzelnen Strecken ohne Ruin seiner Pferde passieren können.

Es wird dieser Zweck auf besteinten Strassen in der Regel erreicht, wenn der sin des grössten Ansteigungswinkels kurzer Strecken nicht grösser ist, als derjenige Bruchteil der Last, welche, als nachhaltige Zugkraft wirkend, dazu ausreicht; dieselbe Last auf dem ausserhalb der stärksten Steigung liegenden Teile des Weges von übrigens gleicher Beschaffenheit mit der gewöhnlichen Zuggeschwin-

digkeit von 3 bis 4 Fuss in der Sekunde stunden- und tagelang fortzubringen.

Hiernach dürfte es angemessen erscheinen, die einzelnen Strecken der Fracht- und Handelsstrassen in der Regel nicht stärker ansteigen zu lassen als:

$^1/_{40}$ bis $^1/_{34}$ (2,5 bis 2,94 %) im Flachlande,
$^1/_{34}$ bis $^1/_{28}$ (2,94 bis 3,57 %) im Hügellande,
$^1/_{28}$ bis $^1/_{20}$ (3,57 bis 5,0 %) in Berggegenden,
und $^1/_{20}$ bis $^1/_{14}$ (5,0 bis 7,14 %) im hohen Gebirge."

„Land- und Reisestrassen, auf welchen weniger schwere als leichte Fuhren mit überschüssiger Zugkraft vorkommen, werden unter Umständen etwas steiler gebaut werden dürfen. Nur hüte man sich, dabei zu weit zu gehen, da nach den heutigen Ansprüchen und bei der immer tiefer greifenden Anerkennung des hohen Wertes der Zeit, auf Reisen alles im Trabe abgemacht, also auch mit dieser Geschwindigkeit bergauf und bergab gefahren werden soll.

Für die Bergfahrt im Trabe ist aber selbst für leichte Reisewagen eine Steigung von $^1/_{20}$ (5 %) noch zu steil; auf Steigen von $^1/_{22}$ (4,54 %) sieht man gutbespannte Kutschen erst streckenweise im kurzen Trabe fahren; $^1/_{25}$ (4,0 %) wird für diese Gangart freilich schon bequemer; $^1/_{33}$ bis $^1/_{30}$ (3,0 bis 3,3 %) gestattet ziemlich anhaltenden Trab; wenn aber die Steige lang ist und der Trab sehr rasch und nachhaltig sein soll, so wird eine noch sanftere Steigung von $^1/_{36}$ bis $^1/_{40}$ (2,78 bis 2,50 %) mindestens sehr wünschenswert.

Für die Talfahrt im Trabe ist ohne künstliche Hemmung eine Neigung von $^1/_{16}$ (6,25 %) noch gefahrvoll und ein Gefälle von $^1/_{20}$ (5 %) wenigstens noch sehr misslich; ein Abhang von $^1/_{22}$ (4,54 %) erfordert noch grosse Mässigung des Trabes und vorsichtige Leitung der Tiere; eine Neigung von $^1/_{24}$ (4,17 %) auf guten Steinbahnen nötigt die Kutschpferde noch zum starken Aufhalten, wenn eine künstliche Hemmung fehlt, und da die Pferde erst dann weder zu halten, noch zu ziehen brauchen, wenn auf geradem Wege der Widerstandskoeffizient gleich wird der Tangente des Ansteigungswinkels, so folgt daraus, dass auf festen und glatten Strassen das Gefälle erst bis zu $^1/_{36}$ (2,78 %), und unter besonderen Umständen sogar erst bis zu $^1/_{40}$ (2,5 %) oder $^1/_{45}$ (2,22 %) abnehmen muss, ehe es ganz gefahrlos wird, mit schweren Reisewagen ohne Hemmungsmittel lange fallende Strecken im gestreckten Trabe zurückzulegen."

Schliesslich mögen noch aus neuerer Zeit die Angaben Laissle's[1]) ihren Platz finden:

„Nach dem vorstehend Erörterten lassen sich etwa die folgenden Steigungen als Grösstwerte empfehlen:

Hauptstrassen in der Ebene	3 %
„ im Hügellande	4 bis 5 %
„ im Gebirge	6 %
bei Alpenstrassen	7 bis 8 %
Vizinalstrassen	6 bis 7 %
Feld- und Waldwege mit Talbeförderung	10 bis 12 %.

„Wir haben die Werte für Hauptstrassen absichtlich etwas höher gegriffen, als sonst geschieht, da doch in gegenwärtiger Zeit der schwere Frachtverkehr mehr und mehr durch den Einfluss der Eisenbahnen von den Hauptstrassen verschwindet, dagegen auf den Vizinalstrassen, welche vielfach als Zufahrtswege zur Bahn dienen, sich steigert." —

3. Sonstige, Grund- und Aufriss der Strassen betreffende Regeln.

Da die Kosten für Brückenbauwerke bei Strassenanlagen immer sehr ins Gewicht fallen, so wird man dieselben möglichst zu vermeiden suchen. Es ist dies mit Hilfe der kleinen, bei Strassen zulässigen Krümmungshalbmesser auch in vielen Fällen möglich, ohne dass übermässige Umwege dafür in den Kauf genommen werden müssten. Vorausgesetzt ist jedoch dabei, dass durch das Verlegen der Strasse nicht allzu bedeutende Erdarbeiten, oder gar gefahrdrohende Verhältnisse herbeigeführt werden. Zuweilen wird man sich zu Flussverlegungen veranlasst sehen, doch ist gerade hierbei grosse Vorsicht anzuraten, damit nicht Einsprüche und Klagen der Anwohner und Prozesse hervorgerufen werden.

Überbrückungen sind auch sonst nicht immer zu vermeiden, wenn beispielsweise die von der Strasse zu berührenden Ortschaften auf beiden Ufern

[1]) Laissle, Der Strassenbau, Handbuch d. Ing.-Wissenschaften, I. Bd., VIII. Kap., S. 30.

des Flusses liegen, oder wenn man aus technischen Gründen, um gefahrdrohende Bodenstellen auf der einen Talseite zu vermeiden, die andere aufzusuchen genötigt ist.

Wie Brücken, so wird man auch Tunnels zur Durchsetzung von Bergköpfen möglichst aus dem Wege gehen und sich zu solchen nur entschliessen, wenn eine einfache und weniger kostspielige Anlage nicht möglich ist; jedenfalls wird man die Breite der Strasse an solchen Stellen tunlich zu beschränken suchen. Bei Gebirgsstrassen, die sich an steilen Talhängen hinziehen, kommen allerdings Tunnels öfter vor, und selbst solche von grösserer Länge (Axenstrasse). An vereinzelt vorkommenden Talengen lässt sich der für die Strasse erforderliche Raum zuweilen dadurch gewinnen, dass man den Flusslauf an die eine Talwand verlegt und ihm nur den erforderlichen Hochwasserquerschnitt einräumt, wobei dann freilich besondere Schutzvorkehrungen an der Strasse nicht entbehrt werden können. Manchmal kann es in diesem Falle empfehlenswerter sein eine grössere verlorene Steigung zuzulassen.

Bei Strassen, die nicht im Tale, sondern auf der Höhe anzulegen sind, wird man im allgemeinen der Wasserscheide zu folgen suchen, wobei dann kleinere verlorene Steigungen nicht zu vermeiden sind. Bei starken Krümmungen der Wasserscheide ist zu untersuchen, ob nicht eine Abkürzung des Strassenzuges unter Zulassung einer stärkeren verlorenen Steigung am Platze ist. Umpfenbach[1]) sagt, man nehme gewöhnlich an, dass der Umweg in einem solchen Falle mit Rücksicht auf leichtes Fuhrwerk gleich dem zehnfachen des verlorenen Höhenunterschiedes, für Lastfuhrwerk dem achtzehnfachen, und, wenn leichte und schwere Fuhren ungefähr in gleicher Zahl die Strasse befahren, gleich dem fünfzehnfachen des Höhenunterschiedes sein dürfe.

Sind Täler von der Strasse zu überschreiten, so wird man die Überschreitungsstelle soweit als tunlich talaufwärts verlegen, weil man hierdurch im allgemeinen an Kosten spart wegen der dort vorhandenen geringeren Breite des Tals und seines Flusslaufes. Aus dem gleichen Grunde und um die verlorene Steigung abzumindern, empfiehlt es sich auch, von den Talrändern zur Talsohle hinabführende Strassenstrecken talaufwärts zu entwickeln. Zweckmässig bei Talkreuzungen ist es, die Hänge von in der Strassenrichtung liegenden Quertälern zur Entwickelung der Steigen zu verwenden, die besondere Art der Linienführung aber hängt von den örtlichen Verhältnissen ab und lässt sich im allgemeinen nicht ohne sehr umständliche Beschreibungen klarlegen. Ähnliches gilt für Strassenanlagen zur Überschreitung von Wasserscheiden. Es sei hier nur noch bemerkt, dass man eine möglichst stetige Ansteigung zu erzielen sucht, abgesehen von den scharf gekrümmten Wendeplätzen, welche eine Abminderung des sonst festgehaltenen Steigungsverhältnisses bedingen. Die erforderlichen Entwickelungen der Strassenlinien werden je nach den örtlichen Verhältnissen unter Benützung von Seitentälern, oder aber an den Talhängen vorgenommen, wobei man die Wendeplätze an passende Bodenstellen legt und ihre Anzahl tunlich vermindert, weil ihre Anlage stets grössere Erdarbeiten und eine Verlängerung der Strassenlinie bedingt. Verlorene Steigungen sollen bei Strassen zur Überschreitung von Wasserscheiden nicht vorkommen.

---

[1]) Umpfenbach, Theorie des Neubaues usw. der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 69. Im Anhange, S. 287 seines Buches behandelt Umpfenbach diese Angelegenheit vom theoretischen Standpunkte, indem er lediglich die auf dem horizontal gedachten Umweg und auf den beiden Steigen mit ihrer verlorenen Steigung zur Fortbewegung einer Last erforderlichen Kräfte gegenüberstellt.

4. Querschnitt der Strassen.

Auch der Strassenquerschnitt ist als sogenanntes Trassierungselement an dieser Stelle in Betracht zu ziehen.

Gliederung nach der Breite.

Auf den gewöhnlichen Landstrassen verkehren Fahrzeuge verschiedener Art, sodann Tiere, die entweder zum Fortbewegen jener oder zum Reiten dienen, zuweilen aber auch freigehen (Viehherden), endlich Fussgänger.

Für das schwere Last- und das Personenfuhrwerk ist eine gut befestigte, wenig rauhe Fahrbahn erforderlich, die den Raddrücken genügenden Widerstand zu leisten vermag und geringe Bewegungswiderstände verursacht, während für Tiere und Fussgänger, und auch für manche Arten leichten Fuhrwerks eine weniger widerstandsfähige Unterlage genügt, ja wünschenswert erscheint wegen der grösseren Annehmlichkeit des Gehens, Reitens und Fahrens, sowie der Schonung von Wagen und Zugtieren, die sie gewährt. Mit Rücksicht hierauf, und um ausserdem eine gewisse Sicherung des Fussgängerverkehrs zu erzielen, ist die Strassenoberfläche ausserhalb der Städte auch heute noch im allgemeinen vierfach gegliedert, sie erhält nach Abb. 49

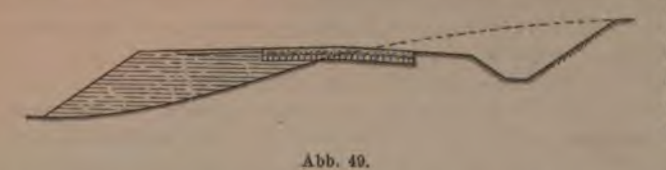


Abb. 49.

1. eine Fahrbahn für das Last- und Personenfuhrwerk,
2. daneben eine Bahn für Reiter, Vieh und leichtes Landfuhrwerk, den sogenannten Sommerweg,
3. zwei Bermen (Bankette) an den Seiten, von denen mindestens eine für den Fussverkehr bestimmt ist, während die andere öfters als Ablagerungsplatz für das Strassenunterhaltungs-Material dient, wenn nicht in der nächsten Umgebung der Strasse, in passenden gegenseitigen Entfernungen besondere Ablagerungsplätze angelegt werden, wobei die Oberflächenentwässerung der Strasse besser gewahrt ist.

In seltenen Fällen werden die genannten Streifen um einen fünften vermehrt in der Absicht, Reiter und Fuhrwerke noch weiter voneinander zu trennen. Häufiger aber kommt eine vereinfachte Gliederung der Strassenoberfläche vor; abgesehen nämlich davon, dass man sich hier und da mit einer Berme am Strassenrande begnügt, fehlt in vielen Gegenden der oben an zweiter Stelle genannte Sommerweg, der einen nicht oder wenig befestigten Erdweg darstellt und deshalb nur in guter, trockener Jahreszeit benutzt werden kann. Man könnte ihn als eine Eigentümlichkeit der Flachlandstrassen bezeichnen, insoferne er im Hügel- oder Gebirgslande fehlt, weil hier die durch seine Anlage bedingte Verbreiterung der Strasse übermässige Herstellungskosten verursachen würde und Ausspülungen desselben durch das der Länge nach abfliessende Niederschlagswasser bei den starken Längsneigungen der fraglichen Strassen nicht ausbleiben könnten. Aber auch im flachen Lande, wo Sommerwege im allgemeinen als erwünscht bezeichnet werden mögen, erschweren dieselben die Entwässerung der Strasse nach der Quere und kommen nicht immer zur Ausführung wegen der grösseren Grunderwerbungs- und Anlagekosten, die sie veranlassen; auch dort wird die Frage, ob ein Sommerweg angelegt werden soll oder nicht, von dem Ergebnisse einer Berechnung der Anlage- und Unterhaltungskosten für die beiden Fälle:

1. Schmälere Fahrbahn in Verbindung mit einem Sommerweg,

2. **Breitere Fahrbahn ohne Sommerweg**

abhängig gemacht werden.

Auf sehr stark befahrenen Strassenlinien ist zuweilen aus der sonst beschotterten Fahrbahn und dem unbefestigten Sommerwege eine gepflasterte Fahrbahn und ein beschotterter Streifen geworden.

Nach dem Gesagten ist die bei Weglassung des Sommerweges entstehende Dreiteilung der Strassenoberfläche: eine befestigte Fahrbahn und zu den Seiten derselben die schon zu ihrer Stützung erforderlichen Bermen, die zugleich als Fussweg, bezw. als Materialablagerungsplatz dienen (Abb. 50), als die bis heute gewöhnliche Anordnung zu bezeichnen.



Abb. 50.

Bemerkenswert ist übrigens die Tatsache, dass auch in Gegenden, wo sonst der Sommerweg unbekannt ist, unter besonderen Umständen aus der Dreiteilung der Strassenkrone eine Vierteilung entstehen kann, so beispielsweise bei den in München einmündenden Staatsstrassen.

Die ohne Grundbau und nur mit weichem Kalkgeröll der nächsten Umgebung hergestellten und unterhaltenen Fahrbahnen dieser Strassen konnten den im Lauf der Zeit innerhalb eines Umkreises von 15—20 km ausserordentlich gestiegenen Verkehr nicht mehr ertragen. Bei trockenem Wetter unausstehliche Staubentwickelung, in schlechter Jahreszeit trotz aller Mühewaltung tiefe Gleisbildung. Da auch bei Verwendung des besten Basaltschotters ein befriedigender Zustand nicht herbeigeführt werden konnte, entschloss man sich einen Teil der Fahrbahn, und zwar mit Rücksicht auf die schweren zur Stadt fahrenden Wagen den für diese Fahrrichtung rechtseitigen Teil, mit Granitwürfeln zu

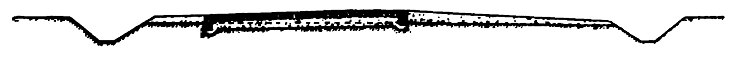


Abb. 51.

pflastern, den übrigen Teil des Fahrbahnkörpers für leichtes Fuhrwerk und Reiter beizubehalten und, wie bisher, aus Kalkkies zu bilden, bei den belebteren Strassen aber mit einer Decklage aus Basaltschotter zu versehen. Der Pflasterstreifen wurde dabei in der Regel auf eine Breite von 4,0 m, der beschotterte Streifen auf mindestens 3,0 m, die beiderseitigen Bermen mindestens auf je 0.7 m Breite hergestellt. Da sich zeigte, dass der der Berme zunächst gelegene Teil der Pflasterung wenig benützt wurde, so ging man bald von 4,0 m auf 3.0 m zurück. In Abb. 51 ist der Querschnitt einer solchen Strasse dargestellt.

Der Erfolg des Umbaues war ein durchschlagender. Nach den vorliegenden Berichten scheidet sich im allgemeinen das schwere von dem leichten Fuhrwerke, wiewohl bei gutem Wetter allerdings beide Arten die Schotterbahn mit Vorliebe aufsuchen. Pflaster und Beschotterung bilden zusammenhängende Flächen, die früher vorhandenen tiefen Wagenspuren entstehen nicht mehr, Schlamm- und Staubbildung ist gering, die Belästigung des Fuhrwerks durch Aufschotterung infolge der geringen Abnützung nicht mehr nennenswert. Ohne die Pferde, wie früher, anzustrengen, werden die Lasten gesteigert. Die Klagen der Beteiligten sind verschwunden; dieselben erkennen den guten Zustand der Strasse an und wünschen eine weitere Ausdehnung dieser Art des Strassenbaues.

Auch die Kosten stellen sich günstiger wie früher, wenn man berücksichtigt, dass die Unterhaltung mit Kies überhaupt nicht mehr in Betracht kommen und deshalb die vereinigte Pflasterung und Beschotterung nur noch mit vollständiger Beschotterung unter Verwendung von Basaltdecklagen verglichen werden könnte, „durch welche Bauweise zwar kein befriedigender, aber ein besserer Zustand herbeigeführt werden würde, als zurzeit durch Unterhaltung mit Kies erzielt wird". Bezüglich der Kosten sei hier nur noch erwähnt, dass sich diejenigen des Umbaues auf rund 60 Mark für den laufenden Meter stellen. Diese schon für die ersten Ausführungen angegebenen Kosten gelten im grossen und ganzen auch heute noch trotz der unterdessen eingetretenen beträchtlichen Preissteigerung des Steinmaterials, nachdem man die früher benutzten Pflastersteine mit durchaus gleichgrosser quadratischer Kopffläche von 17 cm Seite durch Steine mit rechteckigen Kopfflächen, die Länge zwischen 14 und 19 cm, die Breite zwischen 14 und 16 cm wechselnd, ersetzt hat[1].

In neuerer Zeit erfährt die besprochene Breitengliederung auch bei Strassen ausserhalb der Stadt zuweilen eine Abänderung durch Anordnung von besonderen Streifen für die Radfahrer. Die Bedeutung, die der Verkehr mit Fahrrädern schon heute erlangt hat und die in Aussicht stehende Steigerung desselben drängt immer gebieterischer auf die Zuweisung eigener, dem übrigen Strassenverkehr entzogener Wege mit ebener, durchaus ununterbrochener Oberfläche.

Diese Forderung ist bei bestehenden Landstrassen und bei Strassen in der Umgebung der Städte nicht allzu schwer zu erfüllen, indem man das bisher zur Ablagerung von Unterhaltungsmaterial benützte Bankett oder einen Teil des etwa vorhandenen Sommer- oder Reitweges oder auch Streifen der Fahrbahn den Radfahrern überweisen und gegen die Fahrbahn durch Prellsteine oder beraste Hügel abgrenzen kann. Für Neuanlage von Strassen ist sehr zu empfehlen, eine Baumreihe an den Rand der Fahrbahn zu setzen und ausserhalb derselben einen entsprechend breiten Radfahrweg anzulegen.

Was … [illegible]

[illegible]

aber eine solche Anlage immer. Auch darf man nicht vergessen, dass sich die Unterhaltungskosten einer schmalen Fahrbahn unter sonst gleichen Verkehrsverhältnissen höher stellen als bei einer breiteren, weil durch geringe Breite die Leisenbildung und infolgedessen die Abnützung der Decklage begünstigt wird.

Bokelberg hat sich über dieses Verhältnis in einem Vortrage ausgesprochen [1]). Durch näheres Eingehen auf die Art und Weise, in welcher die Abnützung der Steinschlagbahnen vor sich geht, und unter Hinweis auf die Schwierigkeiten, die sich einer gleichmässigen Benützung schmaler Fahrbahnen entgegenstellen, kommt er zu dem Schlusse, dass die Abnützung schmaler Bahnen schon der Theorie nach viel grösser sein müsse als die breiter. Nach seinen Erfahrungen sei die Annahme, dass die Unterhaltungskosten im umgekehrten Verhältnisse mit der Fahrbahnbreite (innerhalb der gebräuchlichen Grenzen) stehen, bei schmalen Fahrbahnen belebter Strassen eher zu günstig als zu ungünstig. Es sei deshalb zu beklagen, dass, wie man früher die Bahnen zu breit bemessen habe, man neuerdings öfter in den entgegengesetzten Fehler geraten sei, die Fahrbahnbreite zu gering zu bemessen. Während die früher angetroffene Breite von 24 Fuss (7,0 m) jetzt selbst für die belebtesten Strassen mehr als ausreichend sei, müsse die seither häufig angenommene Breite von 10—12′ (2,9 bis 3,5 m) in der Regel zu gering erscheinen, schon deshalb, weil zwei beladene Fuhrwerke bei einer solchen Breite sich nicht ausweichen können, ohne die Steinbahn zu verlassen, namentlich aber auch deshalb, weil jede Abnützung bei so geringer Breite eine besonders nachteilige Veränderung des Querschnitts bedinge, die eine schnelle Zerstörung der Bahn unzweifelhaft nach sich ziehe. Für Strassen mit geringerem Verkehr müsse eine Breite der Steinbahn von 12—14′ (3,5—4,1 m), für solche mittleren Verkehrs von 14—16′ (4,1—4,7 m) und für belebtere Strassen von 16—20′ 4,7—5,8 m) als eine geeignete und im Hinblick auf die Unterhaltung zweckmässige bezeichnet werden. Die Ansicht wurde auch durch die Erfahrung in anderen deutschen Staaten gestützt. Bei der dem Vortrage folgenden Besprechung machte Wegbau-Inspektor Voigts die Angabe, dass die 20′ (5,8 m) breite Steinbahn einer sehr belebten, seiner Aufsicht unterstellten Strasse mit den aufkommenden Weggeldern fast ganz unterhalten werden könne, während diese Gelder für andere, ebenso belebte Strecken desselben Strassenzuges bei weitem nicht mehr reichten, deren Fahrbahnbreite nur 16′ (4,7 m) betrage.

Auch die Breite des Sommerweges wird in jedem Falle dem Bedürfnisse entsprechend anzunehmen sein, im allgemeinen wohl ebenfalls so, dass zwei leichte Fuhrwerke auf ihm sich begegnen können. Und was die Fussbänke oder Bermen betrifft, so wechselt deren Breite auch wieder mit der Bedeutung der Strasse. Man kann dafür etwa 0,6 m annehmen, wenn die Bermen nur als den Fahrbahnkörper stützende Erdbänke betrachtet werden oder wenn der Fussgängerverkehr nicht bedeutend ist. Wäre nur ein Fussweg gedacht, oder handelte es sich um erhöhte Fusswege, von denen später noch die Rede sein wird, so müsste man für die Breite 1,0—1,5 m vorsehen.

Mit Benützung der angegebenen Einzelmasse lässt sich nun weiter auch das Kleinstmass für die Kronenbreite der Strassen festsetzen. Für eine zweispurige Strasse ohne Sommerweg z. B. erhielte man, wenn die Spurweite der Fahrzeuge $2s = 1,2$ m beträgt, das Kleinstmass

$$b = 4 \cdot 2s + 2 \cdot 0,6 = 6,0 \text{ m}$$

[1]) Bokelberg, Einfluss der Breite der Steinbahnen auf deren Unterhaltungskosten, Vortrag im Architekten- und Ingenieur-Verein zu Hannover am 7. Mai 1862; Ztschr. des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1862, S. 242.

und so in jedem anderen Falle das den jeweiligen Bedürfnissen entsprechende Mass. Zur Erläuterung möge noch folgendes angefügt werden.

Handelt es sich um einen Weg, auf dem sich nur beladene und unbeladene Wagen begegnen können, und lässt man zu, dass die Räder der letzteren bei der Begegnung auf die Berme übergehen dürfen, so erhält man nach (Abb. 52) unter der Voraussetzung, dass

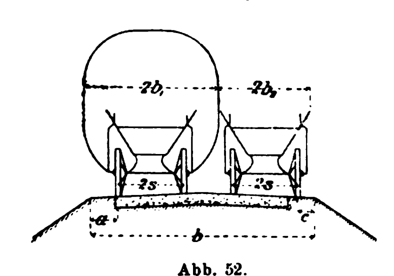


Abb. 52.

die Breite eines beladenen Wagens $2\,b_1$
„ „ „ unbeladenen Wagens $2\,b_2$
die Spurweite derselben $2\,s$
die Bermenbreite a
und die Entfernung, auf die sich das auf der Berme befindliche Rad dem Strassenrade nähern darf c ist als äusserste (rechnungsmässige) Kronenbreite nach Abb. 52

$$b = a + 2\,s + (b_1 + b_2) + c$$

wozu dann noch einige Dezimeter zuzuschlagen wären als Spielraum zwischen den Wagen und zwischen den äusseren Rädern des beladenen Wagens und dem Fahrbahnrande.

Noch einfacher liegt der Fall für Feldwege auf ebenem Boden, wo der leere Wagen an jeder Stelle von dem befestigten Wege abgehen kann; dann kämen die Bermen in Wegfall und die Fahrbahn wäre nur für einen Wagen zu bemessen. Im Gegensatze hierzu stehen die sehr bedeutenden Breitenmasse, die belebte Strassen in der Nähe grosser Städte erhalten müssen. Allgemeine Betrachtungen hierüber haben jedoch bei der Verschiedenheit der vorkommenden Fälle weniger Wert und sollen hier unterbleiben.

Bestimmungen über Strassenbreiten.

Die früher in Preussen allgemein gültige „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen“ vom 17. Mai 1871 [1]) enthält bezüglich der Strassenbreite folgende Bestimmungen:

§ 17. „(Breite der Strasse.) Die Breite des Planums richtet sich im allgemeinen nach der Frequenz und der hierdurch bedingten Breite der Steinbahn, zugleich aber auch nach dem Erfordernisse eines Sommerweges.

„In der Regel ist dem Planum nicht über 12 und nicht unter 9 m Breite zu geben. Bedingen besondere örtliche Verhältnisse eine geringere Breite, so bedarf es hierfür der vorher einzuholenden ministeriellen Genehmigung.

„Hinsichtlich einer ausnahmsweisen Verbreiterung bei Krümmungen wird auf § 10 verwiesen.

„Die gebräuchlichsten Abmessungen des Planums und derjenigen Teile, in welche es den verschiedenen Erfordernissen entsprechend zerfällt, sind in der angehängten Tabelle unter I. „Breiten“ aufgeführt.

Tabelle 28.

Für die gebräuchlichsten Abmessungen bei Anlegung von Kunststrassen.

I. Breiten.

Planumsbreite m	Steinbahn m	Sommerweg m	Materialien-Bankett m	Fussgänger-Bankett m
a) mit Sommerweg.				
11,5	5,0	3,0	2,0	1,5
10,0	4,5	3,0	1,5	1,0
9,5	4,5	2,5	1,5	1,0
9,0	4,5	2,5	1,5	0,5
9,0	4,0	2,5	1,5	1,0

1) Zeitschrift für Bauwesen 1871, S. 421.

Planumsbreite	Steinbahn	Sommerweg	Materialien-Bankett	Fussgänger-Bankett
m	m	m	m	m
		b) ohne Sommerweg.		
9,0	5,6	—	2,0	1,4
8,0	5,0	—	1,8	1,2
7,5	5,0	—	1,5	1,0
7,5	4,5	—	1,8	1,2
7,5	4,5	—	1,5	1,5
7,0	4,5		1,5	1,0

In **Württemberg** besteht folgende Einteilung der Staatsstrassen[1]):

Klasse	Breite						Stärke des Steinkörpers			
	der Fahrbahn		der Nebenwege je		Zusammen		in der Mitte		an den Seiten	
	Fuss	m	Fuss	m	Fuss	m	Zoll	cm	Zoll	cm
I	30	8,59	5	1,43	40	11,45	15	43	12	32
II	27	7,74	4	1,14	35	10,02	15	43	12	32
III	24	6,88	3	0,86	30	8,60	14	40	10	29

Nach dem Amtsblatt des K. Württ. Minist. des Innern vom Jahre 1892 gilt:

	Fahrbahn	Gehweg	Nebenweg
Strassen mit geringem Verkehr	4,3 bis 4,6 m	1,2 bis 1,5 m	0,6 m
„ „ mittlerem „	5,0 bis 5,5 m	1,2 bis 1,5 m	0,6 m
„ „ grossem „	6,0 bis 7,5 m	1,5 bis 3,0 m	1,5 bis 3,0 m.

Bei Dammhöhen über 1,5 m ist das Bankett um 0,4 m zu verbreitern, wobei überall das Unterhaltungsmaterial auf besonderen Lagerplätzen ausserhalb der Strasse untergebracht ist.

Die Breite der Beschotterung wechselt nach den Bedürfnissen des Verkehrs von 4,0 m bis zu 7,0 m, die Nebenwege (Bermen) werden mindestens 0,6 m breit und wo ein reger Fussgängerverkehr vorhanden ist, als Fusswege mit entsprechend grösserer Breite ausgeführt. Zur Lagerung des Unterhaltungsmaterials werden jetzt überall besondere Plätze nach Bedürfnis angelegt. —

Ausführliche Mitteilungen über die Verhältnisse im Grossherzogtum **Baden**[2]) gibt **Bär**. Daraus sind folgende Angaben entnommen:

In der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts galt im allgemeinen die Information des schwäbischen Kreises vom Jahre 1737 in den Gebieten des jetzigen Grossherzogtums Baden als Vorschrift. Die Strassen sollten danach 30 Fuss[3]) breit mit einer Wölbung von 1½', mit 6' breiten und 4' tiefen Gräben und mit einer Steindecke von 12—20" Stärke angelegt werden. Diese Vorschriften wurden übrigens in ihrer ganzen Ausdehnung nur selten eingehalten. Man ging in den Strassenbreiten bis auf 24' herab und stellte die durch eine Steindecke gebildete Fahrbahn nur in Breiten von 16—24' her. Die Steindecke wurde meistens durch eine Grundlage von 4—6" hoher, liegender oder stehender Steine und aus einer 6—8" hohen Überdeckung von geklopften Steinen hergestellt.

Die Chaussee-Ordnung vom 17. Mai 1810 schrieb für die Steinschlagbahnen 26—30' vor, wovon 20—24' auf die Fahrbahn und 3' auf jeden Fussweg kamen. Die Gräben waren 3' breit anzulegen.

Durch Erlass des Landesökonomie-Departements vom 4. Juli 1812 wurden sodann die Landstrassen nach ihrer Bedeutung und ihrem Verkehr in 3 Klassen geteilt, und für die 1. Klasse eine Normalbreite von 32—42', für die 2. Klasse von 28—38', für die 3. Klasse von 24—34' von Rand zu Rand, mit Ausschluss des Strassengrabens vorgeschrieben.

Im Jahre 1822 wurde von der Direktion des Wasser- und Strassenbaues eine allgemeine Instruktion für Strassen-Neubau entworfen, welche zwar nicht

---

[1]) Verwaltungsbericht der k. Minist.-Abteil. f. d. Str.- u. Wasserbau 1891, S. 50.

[2]) **Bär**, Die Wasser- und Strassenbau-Verwaltung im Grossherzogtum Baden. 1870, S. 488 ff.

[3]) Wo die Umrechnung in Metermass unterblieben ist, stand nicht ganz fest, welches Fussmass gemeint war; der sogenannte neue Fuss ist gleich 0,3 Meter.

zur allgemeinen Verordnung erhoben wurde, aber den Strassenbaubehörden zur Richtschnur diente. Sie enthält auch die folgenden Bestimmungen:

1. Die Strassen werden eingeteilt in

a) Hauptstrassen oder Landstrassen I. Klasse,
b) Landstrassen II. Klasse,
c) Vizinal- oder Kommunikationsstrassen, oder Landstrassen III. Klasse,
d) Verbindungswege einzelner Ortschaften, und
e) Gewöhnliche Feldwege.

2. Zur zweckmässigen Unterhaltung der Strassen sollen stets Vorratshaufen von Deckmaterial auf solchen liegen, ohne dass dadurch eine nachteilige Verengung der Strassen entsteht.

3. Der Fahrweg soll breit sein

bei Landstrassen 1. Klasse 24′ neues Mass (7,2 m)
" " 2 " 20′ " " (6,0 m)
" " 3. " 16′ " " (4,8 m)

bei starken Steigen und in kurzen Wendungen bezw. 28′, 24′, 20′ (8,4, 7,2, 6,0 m). Es versteht sich von selbst, dass bei kurzen Wendungen die Verbreiterung der Strasse auf der dem Mittelpunkte der Wendung zunächst liegenden Seite angelegt wird.

Die Breite der Fusswege neben dem Fahrweg soll betragen

a) bei ebenen und wenig erhabenen Strassen:
bei fester Dammerde 4′ (1,2 m), bei wenig fester Erde 5′ (1,5 m), in sonstigen Gegenden 6′ (1,8 m);
b) bei Fahrdämmen von mehr als 4′ (1,2 m) Höhe:
bei fester Dammerde 5′ (1,5 m), bei wenig fester Erde 6′ (1,8 m), in sonstigen Gegenden 7′ (2,1 m);
c) bei Gebirgsstrassen:
gegen die Bergwand 3′ (0,9 m), gegen das Tal 6—8′ (1,8—2,4 m).

Nach den in neuerer Zeit in Anwendung kommenden Baugrundsätzen soll die Breite betragen:

a) Bei Landstrassen mit Verkehr von 100 und mehr Zugtieren täglich 24′ (7,2 m) und zwar für die Fahrbahn 16′ (4,8 m) und für die Bermen je 4′ (1,2 m);
b) bei Landstrassen mit Verkehr von 60—100 Zugtieren 18—20′ (5,4 bis 6,0 m) und zwar für die Fahrbahn 15—18′ (4,5—5,4 m), für die Bermen je $1^1/_2$—$2^1/_2$ (0,45 bis 0,75 m);
c) bei Strassen mit Verkehr von 30—60 Zugtieren 16—18′ (4,8—5,4 m), davon für die Fahrbahn 14′ (4,2 m), für die Bermen je 1—2′ (0,3 bis 0,6 m);
d) bei Strassen mit Verkehr von 30 Zugtieren und weniger 14—16′ (4,2 bis 4,8 m), davon für die Fahrbahn 12′ (3,6 m), für die Bermen 1—2′ (0,3—0,6 m)[1]).

Bei Strassen im Gebirge bleiben die Bermen auf der Bergseite entweder ganz weg, oder sie werden schmäler als jene auf der Talseite gehalten, um auf letzteren Raum für die Schutzvorrichtungen zu gewinnen.

In der Nähe der Städte erhalten die Bermen eine Breite von 4—10′ (1,2—3,0 m) und mehr, in welch' letzterem Falle sie entweder durch Erhöhung oder durch ein Gräbchen von der Fahrbahn getrennt werden.

In starken Biegungen und Rampen mit Halbmessern bis zu 40′ (12 m) erhält die Strasse eine Verbreiterung von $^1/_4$—$^1/_2$ ihrer Normalbreite.

Die Wölbung der Strasse beträgt bei hartem Material $^1/_{50}$, bei weichem $^1/_{30}$ bis $^1/_{40}$ der Strassenbreite.

Die hannoversche technische Anweisung von 1860 gibt nur die Bestimmung, dass die Breite der Fahrbahn mindestens 3,5 und höchstens 5,8 m betragen soll; dieselbe soll nicht grösser sein als nach Grösse und Beschaffenheit des Verkehrs, nach der Art des Materials und dem Grundrisse des Weges erforderlich ist.

Nach den Regeln über die allgemeine Bauart der Landstrassen und

---

1) Teilweise abweichend von den vorstehenden Angaben sagt Bär, Das Strassenbauwesen in dem Grossherzogtum Baden unter dem Einflusse der Eisenbahnen usw., 1890, S. 19:
Während im Jahre 1812 die Kronenbreite der Landstrassen 1. Klasse auf 7,20 bis 8,40 m, jene der 2. Klasse auf 6,0—7,20 m und die der 3. Klasse auf 4,30—6,0 m bestimmt war, beträgt dieselbe in neuerer Zeit nur 6,5—9,6 (?) m, jene der Kreisstrassen 6—7 m und die der wichtigen Gemeindewege 4,8—6,0 m mit 4,5 m breiten Fahrbahnen.

Chausseen in der Provinz Hannover vom 25. April 1873 soll die Breite der Steinbahn wenigstens 3,5 m, des Sommerweges 3,0 m, des Fussweges 1,75 m, die Gesamtbreite also nicht unter 8,25 m betragen. Wird kein Sommerweg angelegt, so soll die Steinbahnbreite wenigstens zu 4,0 m, jeder Fussweg zu 2,0 m, die Gesamtbreite also zu 8,0 m angenommen werden. Bei Klinkerstrassen darf ausnahmsweise der Sommerweg 2,5 m, der Fussweg 1,5 m, die ganze Strasse 7,5 breit angelegt werden [1]).

Diese „Regeln" haben unter dem 31. Dezember 1895 [2]) kleine Änderungen oder Ergänzungen erfahren. Es heisst jetzt:

2. Die Breite der Steinbahnen muss mindestens 3,5 m betragen. Wo die Stärke des Verkehrs, die Beschaffenheit des Steinmaterials oder die künftige Unterhaltung es erfordert, ist eine grössere Breite anzunehmen.

3. Neben den Pflasterbahnen ist ausserhalb der geschlossenen Ortschaften ein Sommerweg von mindestens 3 m Breite anzulegen.

4. Ist ein Sommerweg vorhanden, so erhält die Strasse auf der anderen Seite der Steinbahn einen Fussweg von wenigstens 1,5 m Breite. Hat die Strasse keinen Sommerweg, so sind auf beiden Seiten der Steinbahn Bankette von je 2 m Breite für Fussweg, Materiallagerung etc. herzurichten.

5. Liegt die Strassenoberfläche in gleicher Höhe mit dem angrenzenden Terrain oder niedriger, so sind Gräben neben derselben von mindestens 0,3 m Sohlenbreite anzulegen. An Dammstrecken ist die Herstellung von Gräben von dem lokalen Bedürfnisse abhängig.

6. Ausserhalb der Gräben oder der Strassenkante ist eine Stellwanne von 0,6 m Breite für die Strasse zu erwerben; auf derselben sind die Grenzsteine aufzustellen.

Die Landstrassen im Herzogtum Braunschweig sind nach der Wege-Ordnung vom Jahre 1840 eingeteilt in a) Staatsstrassen für den Verkehr der Landesteile untereinander und mit den Nachbarländern; b) Kreisstrassen zur Verbindung der Gemarkungen und Ortschaften untereinander, sowie mit den Staatsstrassen und Eisenbahnen; c) Strassen und Wege in Städten, Flecken und Dörfern; d) Öffentliche Fusswege; e) Feld- und Wannewege; f) Privatwege. Das Planum hat seit 1871 für Staatsstrassen 7—12 m, für Kreiswege 6—9 m Breite; nur bei sehr teuerer Herstellung des Strassenkörpers ist die Breite des letzteren auf 4,5—6,0 m eingeschränkt. Die Sommerwege, die eine Breite der alten Strassen bis 15 m bedingten, werden der Regel nach weggelassen, da sie bei geringem Nutzen die Unterhaltung sehr erschweren. Die Staatsstrassen haben meist 8 m Breite und 4,6 m Steinbahn, die Kreisstrassen 7 m Breite und 4 m Steinbahn; nur in starken Steigungen (über 1 : 18 = 5,6 %) wird letztere auf 5,5 m verbreitert [3]).

Die in Schleswig-Holstein gültigen Bestimmungen über den Strassenbau finden sich in der Wegeverordnung vom 1. März 1842 [4]). Danach zerfallen die öffentlichen Wege in 3 Klassen: 1. Hauptlandstrassen, die die Herzogtümer miteinander, mit den übrigen Teilen des Reichs und mit dem Auslande, sowie die bedeutenderen Hafen-, Handels- und Waffenplätze des Inlandes untereinander verbinden; 2. Nebenlandstrassen, die die Städte des Inlandes mit anderen für den Verkehr der einzelnen Distrikte wichtigen Orten, Häfen und Fährstellen, und die Poststationen miteinander verbinden; 3. Nebenwege, die die Dörfer und einzelne Höfe untereinander und mit den Haupt- und Nebenlandstrassen, sowie mit Kirchen, Schulen u. dgl. m. verbinden. Die Planumsbreite der Hauptlandstrassen beträgt durchschnittlich 32′ 10,0 m), die Breite der Fahrbahn ist auf den älteren Chausseen 20′ (6,3 m), auf den

---

[1]) Nessenius, Der Strassenbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, 4. Heft, S. 150.

[2]) Amtsblatt 1896, S. 12.

[3]) Brinckmann, Die Landstrassen im Herzogtum Braunschweig, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1883, S. 319.

[4]) Herzbruch, Der Strassenbau im Herzogtum Schleswig, Zeitschrift für Bauwesen 1868, S. 283.

neueren 15—17′ (4,7—5,3 m). Die Fahrbahn ist in einer durchschnittlichen rechnungsmässigen Stärke von 10″ (0,26 m) hergestellt und zur Packlage meist grober Grand verwendet. Eine vorschriftsmässig hergestellte Nebenlandstrasse zeigt ein Planum von 24—32′ (7,5—10,0 m) und eine Fahrbahn von 16′ (5,0 m) Breite, 9″ (0,24 m) stark in Grand oder Kies gebildet oder auch gepflastert. Sämtliche wichtigeren Nebenwege sollen nach den Bestimmungen der Wegeverordnung auf der Geest mit 16′ (5,0 m), in der Marsche mit 20′ (6,3 m) Breite hergestellt und so unterhalten werden, dass dieselben zu jeder Jahreszeit benutzbar sind.

Spätere Abänderungen enthält das Regulativ, betreffend die Beschaffenheit der Landstrassen, der Landwege und der Fusswege, vom 19. Februar 1876 (Offizielles Wochenblatt, S. 45), sodann die Bekanntmachung vom 22. Mai 1891, Anlage B[1]).

Die schon früher hervorgehobenen Unterschiede der Strassen in den **Schweizer** Kantonen treten auch in der Breitenabmessung hervor. Die wichtigsten derselben besitzen Kronenbreiten von 4,2—8,4 m, am häufigsten zwischen 5,4 und 7,2 m. Die Breite der St. Gotthardt- und Axenstrasse insbesondere beträgt 6,0 m, die der Simplonstrasse 7,2—8,4 m. Bei den in zweiter Linie stehenden Strassen schwankt, wenn die Ausnahmefälle unberücksichtigt bleiben, die Breite etwa zwischen den Grenzen 3,6 und 6,0 m, bei der Furka-, Oberalp- und Unterseelisberg-Strasse beträgt sie 4,8 m. Noch weniger sicher sind die Angaben über die Wege von untergeordneter Bedeutung[2]).

Im Kanton **Bern** wurden durch das Strassenbaugesetz vom 21. März 1834 folgende Kleinstbreiten für die Fahrbahn bestimmt:

I.	Klasse,	Transitstrassen	7,2 m
II.	„	Landstrassen	5,4 „
III.	„	Verbindungsstrassen	4,8 „
IV.	„	Gemeindestrassen	3,6 „

Bei neuen Strassenanlagen sollen die Bankette und „Seitenschalen“ gewöhnlich 0,45 m Breite, die Seitengräben 0,3 m Sohlenbreite und Tiefe und die Seitenböschungen eine Neigung von 1 : 1,5 erhalten.

Die Wölbung der Fahrbahn beträgt $^1/_{40}$ der Breite.

Bei Gebirgsstrassen längs steilen Abhängen erhält die Oberfläche der Strasse eine im Verhältnis zur Breite stehende Neigung bergwärts[3]).

Eine gute Übersicht über die in **Frankreich** im Laufe der Zeit erlassenen Gesetzesbestimmungen, die Strasseneinteilung betreffend, gibt **Debauve**[4]).

Die königliche Verfügung vom August 1669 erwähnt nur königliche Wege, die allein einigermassen unterhalten wurden. Dieselbe schreibt in den Wäldern eine Breite von mindestens 72′ vor und verlangt, dass auch vorkommende grössere Breiten erhalten werden sollen.

Der Erlass (du conseil) vom 3. Mai 1720 hält die Bestimmungen vom Jahr 1669 in der Hauptsache fest und bestimmt die Breite der grossen königlichen Wege zu 60′. Ausserdem enthält sie noch folgende Bestimmung: Seine Majestät befiehlt, dass die anderen grossen Wege, welche dem Verkehr von Wagen, Kutschen, Boten, Fuhrleuten usw. von einer Stadt zur andern dienen, mindestens 36′ zwischen den Gräben breit sein sollen.

Im Jahre 1776 wurden die Strassen in 4 Klassen geteilt. Die 1. Klasse enthält die grossen Strassen, die das ganze Königreich durchkreuzten oder von Paris nach den wichtigsten

[1]) Siehe: **Germershausen**. Das Wegerecht und die Wegeverwaltung in Preussen 2. Bd., 2. Aufl., Berlin 1902, S. 599.

[2]) **Bavier**, Die Strassen der Schweiz, Zürich 1878.

[3]) W. R. **Kutter**, Das Strassenwesen des Kantons Bern, Zeitschrift „Die Eisenbahn“, 1878, Bd. VIII, Nr. 14 u. 15, S. 109, 118.

[4]) **Debauve**, Manuel de l'Ingénieur des ponts et chaussées, 9e fasc., Paris 1873, pag. 8. Siehe auch: **Les travaux publics** de la France. Tome I: Routes et ponts par F. Lucas et V. Fournié, Paris 1883.

Städten, Häfen oder Stapelplätzen des Handels führten; die 2. Klasse jene Strassenlinien, die die Provinzen und die Hauptstädte des Königreichs untereinander verbanden, oder von Paris nach bedeutenden Städten führten, denen jedoch nicht die gleiche Wichtigkeit wie den vorhin bezeichneten zukam. In die 3. Klasse wurden jene Strassen verwiesen, die den Verkehr zwischen den wichtigeren Städten einer und derselben oder der Nachbarprovinzen vermittelten, und endlich in die 4. Klasse die Wege zwischen kleineren Städten und Marktflecken.

Die grossen Strassen 1. Klasse hatten eine Kronenbreite von 42', für die der 2. Klasse waren 36' bestimmt und für die 3. und 4. Klasse bezw. 30 und 24'.

Der Erlass vom 16. Dezember 1811 unterschied „routes impériales" und „routes départementales". Von jenen gab es 3 Klassen, wovon die beiden ersten auf Kosten des Staats, die dritte aber von Staat und Departements gemeinschaftlich erbaut und unterhalten wurden. Die r. départementales fielen den Departements, Arrondissements und den beteiligten Gemeinden zur Last.

Heutzutage, so sagt Debauve, gibt es nur noch eine unter Staatsverwaltung stehende Klasse von Strassen, nämlich die „routes nationales". Nach ihnen kommen die allein den Departements unterstehenden „routes départementales". Unter letzteren befinden sich auch die „chemins vicinaux", die durch Erlass vom 9. Ventôse des Jahres XIII unterschieden wurden.

Das Gesetz vom 21. Mai 1836 endlich trifft bezüglich der „chemins vicinaux" eine Einteilung, so dass man nun nach Debauve in Frankreich die folgenden 5 Klassen gewöhnlicher Verkehrswege kennt:

1. Routes nationales,
2. „ départementales,
3. Chemins vicinaux de grande communication,
4. „ „ d'intérêt commun,
5. „ „ ordinaires.

Sganzin[1]) gibt für die früher festgehaltenen 4 Klassen als ursprüngliche Breitenmasse 20, 16, 14—12 und 7—8 m an, und bemerkt weiter dazu, dass diese Masse durch Erlass vom Jahre 1776 in bezw. 14, 12, 10 und 8 m umgewandelt worden seien.

Er hält das Mass von 14 m für zu gering, die übrigen aber für ausreichend, und gibt schliesslich für die oben bezeichneten 5 Klassen folgende Masse als nach seiner Meinung passend an:

Klasse	Breite jedes Grabens, oben gemessen m	Breite jedes Fussweges m	Breite der Fahrbahn m	Gesamtbreite ohne die Gräben m
1	2	3,5	7	14
2	2	3,0	6	12
3	$1^2/_3$	2,5	5,5	10,5
4	$1^1/_2$	2,5—2,0	5—4	10—8
5	1,0—0,8	2,0—1,5	4—3	8—6

Äusserungen von Schriftstellern über Strassenbreiten.

Pechmann[2]) äussert sich in seinem Werke über die Strassenbreiten wie folgt:

„Der breiteste Lastwagen nimmt mit seinem Überhange nie über 10 Fuss (2,9 m) ein, folglich 2 sich begegnende Wagen erster Grösse nie mehr als 20 Fuss (5,8 m). Wenn sie mit den Rädern den Rand der Fahrbahn berühren, so reicht der Überhang über diesen hinaus,

[1]) Sganzin, Programme ou Résumé des leçons d'un cours de constructions etc. Quatrième édition, Tome I, Paris 1839, p. 174.

In der Übersetzung einer früheren Ausgabe von Sganzin's Werk von Lehritter und Straus, k. bayer. Bau-Kondukteure, Regensburg 1832, S. 206 sind etwas abweichende Angaben enthalten.

[2]) Pechmann, Anleitung zum Bau und zur Erhaltung der usw. Strassen, München 1835, S. 32.

und sie behalten dann noch einen leeren Raum zwischen sich, der dem beiderseitigen Überhange eines Lastwagens gleich und hinreichend ist, um nicht zu viel Vorsicht beim Ausweichen zu erfordern. Eine Breite von 20′ ist daher für die Fahrbahn einer Hauptstrasse vollkommen ausreichend; nur da, wo viele Wagen zugleich sich einander begegnen können, z. B in der Nähe grosser Städte, ist es zweckmässig sie bis zu 24′ (7,0 m) oder 26′ (7,6 m) zu erweitern.

„Minderwichtigen Strassen, die nur von gewöhnlichem Fuhrwerke befahren werden, genügt eine mindere Breite. Hierher gehören vorzüglich die bis jetzt meist vernachlässigten Bezirks- oder Vizinalstrassen; für ihre Fahrbahn ist eine Breite von 14—15′ (4,1—4,4 m) hinreichend.

„An Hauptstrassen sollen die Fusswege nie unter 5′ (1,5 m) breit sein, aber eine grössere Breite ist immer ein wesentlicher Gewinn sowohl für die Bequemlichkeit, wie die Schönheit der Strasse. Ich glaube ein für allemal eine Breite von 6′ (1,75 m) dafür vorschlagen zu müssen, welche wohl die beste Mitte zwischen Kargheit und Verschwendung halten dürfte. An minder wichtigen Strassen sollen sie doch immer eine Breite von wenigstens 3′ (0.9 m) erhalten. Auf Strassendämmen hingegen, deren äusserer Rand sich immer etwas abstumpft, auch hinabgetreten, oder von Regengüssen abgespült, oder auf irgend eine Weise beschädigt werden kann, sollen die Fusswege immer um 1′ (0,3 m) breiter gemacht werden."

Umpfenbach[1]) spricht sich folgendermassen aus:

Die geringste Breite, welche man einer Strasse geben kann, die nicht von schwerem Fuhrwerke befahren wird, ist 18′ (5,65 m), nämlich:

1. Pfad für 2 Fussgänger, die sich ausweichen	3′ (0,94 m)
2. Steinbahn für 2 beladene Wagen, welche sich ausweichen	12′ (3,77 m)
3. Raum zum Aufsetzen des Unterhaltungsmaterials der Steinbahn	3′ (0,94 m)
Zusammen	18′ (5,65 m).

Hier wird angenommen, dass die Reiter auf der Steinbahn bleiben, und dass, wenn 2 breitgeladene Wagen sich begegnen, der eine bei dem Ausweichen das eine Rad auf den Fussweg setzt.

Die grösste Breite sehr belebter Strassen ist 50—60′ (15,69—18,83 m), nämlich im Mittel:

1. Pfad für 3 Fussgänger, die sich ganz bequem ausweichen	6′ (1,88 m)
2. Pfad für 2 Reiter	6′ (1,88 m)
3. Raum zum Aufsetzen des Materials	4′ (1,26 m)
4. Fahrbahn für 2 breitgeladene Wagen, die sich ausweichen, ohne dem Rande zu nahe zu kommen	20′ (6,27 m)
5. Sommerweg oder gepflasterte Bahn zum Ausweichen 2er Wagen	16′ (5,02 m)
Zusammen	52′ (16,32m)

Die Strassen haben gewöhnlich eine Breite, welche zwischen den oben angegebenen begriffen ist, z. B.:

ohne Sommerweg		mit Sommerweg	
Wenig belebte Strassen			
Fusspfad	4′ (1,26 m)	Fusspfad u. Raum f. Materialien	6′ (1,88 m)
Fahrbahn	12′ (3,77 m)	Fahrbahn	12′ (3,77 m)
Für die Materialien	4′ (1,26 m)	Sommerweg	12′ (3,77 m)
	20′ (6,27 m)		30′ (9,42 m)
Bei grösserem Verkehre			
Fussweg	6′ (1,88 m)	Fussweg u. Raum f. Materialien	8′ (2,51 m)
Fahrbahn	16′ (5.02 m)	Fahrbahn	16′ (5.02 m)
Reitweg und für Material	6′ (1.88 m)	Sommerweg	16′ (5,02 m)
	28′ (8,79 m)		40′(12,55 m)
Stark befahrene Handelsstrassen			
Fussweg	8′ (2,51 m)	Fussweg u. Raum f. Materialien	10′ (3,14 m)
Fahrbahn	20′ (6,27 m)	Fahrbahn	20′ (6,27 m)
Reitweg und für Material	8′ (2,51 m)	Sommerweg	16′ (5,02 m)
	36′(11,30 m)		46′(14,44 m)

Wenn auf einer Strasse schon einzelne Strecken gebaut sind, so erkennt man durch den befahrenen Teil der Steinbahn, welcher nicht mit Gras bewachsen ist, leicht die derselben zu gebende Breite. Auf vielen Strassen, welche eine 20′ (6,27 m) breite Steinbahn

1) Umpfenbach, Theorie des Neubaues usw. der Kunststrassen, Berlin 1830, S. 94.

haben, zeigt der Graswuchs, dass eine Breite von 14′ (4,39 m) oder 16′ (5,02 m) hingereicht hätte; die Breite der Fusswege kann man ebenso bestimmen. Eine Ausnahme machen die Heerstrassen, auf welchen sich manchmal grosse Truppenmassen fortbewegen sollen; diese dürfen nie schmaler als 30′ (9,42 m) sein, wenn der gewöhnliche Verkehr auch noch so gering wäre. —

Nach Bockelberg haben sich folgende Strassenbreiten bewährt, wobei ein Fussweg vorhanden und das Unterhaltungsmaterial zwischen den Bäumen an der Sommerwegseite lagert.

Mit Obstbäumen bepflanzte Strassen 1. Ranges		Desgl. 2. Ranges
a) Steinbahn	20—24 Fuss (5,8— 7,0 m)	16—18 Fuss (4,7— 5,3 m)
b) Sommerweg	16—18 „ (4,7— 5,3 m)	15—16 „ (4,4— 4,7 m)
c) Fussweg	8—10 „ (2,3— 2,9 m)	7— 8 „ (2,0— 2,3 m)
Ganze Kronenbreite	44—52 Fuss (12,8—15,2 m)	38—42 Fuss (11,1—12,3 m)
Desgl. 3. Ranges		Desgl. kleinere Landstrassen
a) Steinbahn	14—14 Fuss (4,1 m)	12—14 Fuss (3,5—4,1 m)
b) Sommerweg	13—15 „ (3,8—4,4 m)	11—13 „ (3,2—3,8 m)
c) Fussweg	7— 7 „ (2,0 m)	7— 7 „ (2,0 m)
Ganze Kronenbreite	34—36 Fuss (9,9—10,5 m)	30—34 Fuss (8,8—9,9 m)

Wo statt der Obstbäume hochstrebende Waldbäume gepflanzt werden, kann der Sommerweg auf allen Strassen um 2′ schmäler sein [1]).

Laissle[2]) gibt als zweckmässige Gesamtbreite für Strassen mit 1 Fahrbahn und beiderseitigen Bermen, bezw. Fusswegen folgendes an:

Gegenüber den unnötig grossen Breiteabmessungen der früheren Strassen, die nur eine teilweise Befestigung der eigentlichen Fahrbahn zulassen und infolgedessen eine mangelhafte Entwässerung der Strassenoberfläche zeigten, ist man in neuerer Zeit bestrebt, die Breite auf einen Kleinstwert einzuschränken, dagegen die ganze Strassenoberfläche möglichst vollkommen auszubilden. Die Strasse besteht aus einer Steinbahn, die durch 2 schmale Bermen, oder auf einer Seite durch einen erhöhten Fussweg eingefasst wird. Bermen zum Ablagern des Strassenmaterials und Sommerwege fallen weg, ausgenommen höchstens in solchen Gegenden, wo Grund und Boden sehr wohlfeil und das Material zur Befestigung der Steinbahn sehr teuer ist, wo also der Sommerweg einen Teil der Steinbahn zu ersetzen hat. Unter diesen Voraussetzungen können für die Landstrassen folgende Breiten als passend empfohlen werden, wobei die Bermen oder Fusswege inbegriffen sind:

1. Hauptstrassen (Staatsstrassen, Poststrassen) 6,0—10,0 m
und zwar a) bei einem täglichen Verkehr von über 300 Zugtieren 10 m
b) „ „ „ „ 100—300 „ 8 m
c) „ „ „ „ 50—100 „ 6 m
2. Vizinalstrassen 4,5—5,5 m
3. Feldwege für grössere Güterbestände mit beiderseit. Gräben 3,6—4,5 m
4. Waldwege 3,6—5,2 m
5. Feldwege ohne Gräben 3,0—4,0 m.

Bei 3,5 m Breite sind Ausweichstellen in Entfernungen von etwa 150 m nötig; 5,2 m dient bei starkem Verkehr nach beiden Richtungen.

Form der Strassen-oberfläche.

Bei Bestimmung der Oberflächenform ist vor allem die Erwägung massgebend, dass überall Veranlassung zum Abfliessen des Niederschlagwassers nach der Seite gegeben sein soll, damit dasselbe in wagrechten und schwach geneigten Strecken nicht stehen bleiben und zur Durchweichung des Fahrbahnkörpers Veranlassung geben, auf den der Länge nach stark geneigten Strecken aber nicht Ausspülungen infolge übermässig starker Abströmungsgeschwindigkeit veranlassen könne.

Zu dem Zweck wird der Querschnitt der Strasse entweder in der Hauptsache nach einem Kreisbogen, oder nach zwei gegen die Mitte hin ansteigenden geraden Linien geformt, so dass das Regenwasser nach beiden Seiten hin abfliessen muss, auf wagrechten Strecken senkrecht zur Strassenachse, auf ge-

[1]) v. Kaven, Der Wegbau, 2. Aufl., Hannover 1870, S. 195.

[2]) Laissle, Strassenbau, Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 1. Band, Kap. VIII, 3. Aufl. Leipzig 1902, S. 81.

neigten Strecken nach einer mittleren Richtung, die von der Stärke des Längen- und Quergefälls abhängig ist. Statt dessen kommt zuweilen auch eine einseitige Ableitung vor bei Strassen, deren Querschnittslinie eine nach einer Seite geneigte Gerade darstellt.

Bei Strassen mit bogenförmiger Querschnittslinie erstreckt sich die Wölbung gewöhnlich nur über die Fahrbahn, an die sich alsdann ebene Bermen oder Fusswege ansetzen, jedoch nicht jene berührend, weil sonst ihre Neigung gegen den Horizont zu stark werden würde, sondern unter einem etwas kleineren Winkel, so dass zwischen der Fahrbahn und jeder Berme eine wenig ausgesprochene Rinne entsteht. In Abb. 53 ist diese Anordnung etwas übertrieben

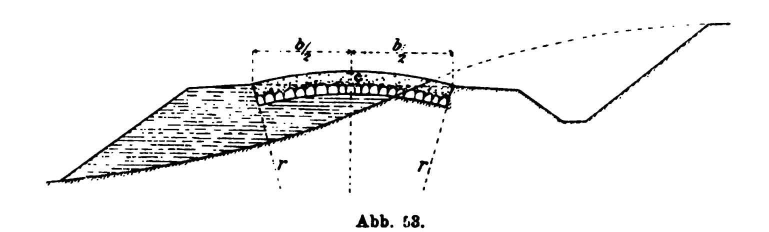


Abb. 53.

zur Darstellung gebracht. Ihre Schwächen liegen darin, dass die Querneigung der Fahrbahn von der Mitte nach aussen hin beständig zunimmt und am Rande unter Umständen so stark wird, dass ein Abrutschen der Fahrzeuge, besonders im Winter bei gefrorenem oder schneebedecktem Boden, zu befürchten ist. Ausserdem erschwert der beschriebene Bermen-Anschluss die Reinigung der Strasse und es wird unangenehm empfunden, dass das von der Fahrbahn abfliessende Wasser die Fusswege benetzt. Letzterer Missstand lässt sich durch Überhöhung der Fussbänke um etwa 12—15 cm nach Abb. 54 beseitigen. Dabei entstehen zur Seite der Fahrbahn flache Rinnen (an deren Stelle zuweilen Gräben angelegt werden), in denen sich das Tagewasser sammelt und in der Strassenrichtung abfliesst, bis es mittels besonders eingelegter Rinnen oder Röhrendurchlässe quer unter den Fusswegen hindurch nach der Dammböschung oder in den Einschnittsgraben abgeleitet wird. Zur Behebung des vorhin erwähnten Missstandes muss also der andere in den Kauf genommen werden, dass das Wasser länger mit der Strasse in Berührung bleibt und zur Vermeidung von Durchweichungen derselben besondere Sorgfalt erforderlich wird. Gewöhnlich wird nur einer der Fusswege erhöht.

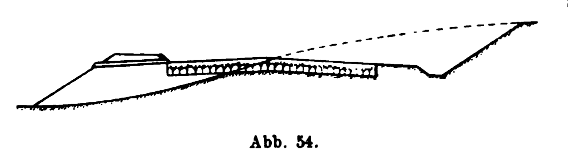


Abb. 54.

Die Stärke der Wölbung, d. h. der Pfeil des Kreisbogens im Strassenquerschnitt wird unter Voraussetzung kunstgerechter Herstellung und sorgfältiger Unterhaltung verschieden angenommen je nach der Art des Strassenbau-Materials und der Grösse des Längengefälles der Strasse. Je dichter und wasserundurchlässiger der Fahrbahnkörper ist, desto flacher kann die Krümmung sein, und wenn das Wasser schon vermöge der Neigung der Strassenoberfläche in der Richtung der Achse in Bewegung kommt, darf die Querneigung geringer angenommen werden. Da, wie oben erwähnt, der Strassenverkehr durch die gegen die Ränder hin wachsende Neigung der gewölbten Fahrbahn leidet, so wird man im allgemeinen den Wölbungspfeil so klein wählen, als es die Güte des Strassenmaterials gestattet.

Für beschotterte oder bekieste Fahrbahnen, die einen besonders grossen Wölbungspfeil verlangen, wird öfters für den Halbmesser der Wölbung das Vier- und Fünffache der Fahrbahnbreite festgehalten, nach Abb. 53

$$r = 4\,b \text{ oder } r = 5\,b,$$

was genau genug einer Pfeilhöhe

$$c = {}^1/_{32}\,b \text{ bis } c = {}^1/_{40}\,b$$

entspricht, während man den Bermen eine Querneigung von 4—5 % zu geben pflegt. Diesen Grösstwerten der Strassenwölbung und der Fussweg-Neigung stehen die Kleinstwerte von $c = {}^1/_{100}\,b$ bis $c = {}^1/_{150}\,b$, beziehungsweise von ungefähr 1,5 % gegenüber, welche bei den städtischen Asphaltstrassen Anwendung finden. Zwischen diese beiden Grenzen reihen sich die bei anderen Bauweisen der Fahrbahn und Fusswege erforderlichen Querneigungen ein. Siehe deshalb bei den städtischen Strassen.

Der vorhin gerügte Wechsel in der Querneigung gewölbter Fahrbahnen und die Winkelbildung derselben beim Zusammenschluss mit den Fusswegen lässt sich durch eine dachförmige Bildung des Strassenquerschnittes vermeiden, wodurch man auch noch den Vorteil leichterer Ausführbarkeit erreicht. Der Strassenquerschnitt setzt sich hierbei nach Abb. 55 aus zwei von der Seite her nach der Mitte hin ansteigenden Geraden zusammen, die man sich jedoch gewöhnlich durch einen kurzen Kreisbogen vereinigt denkt, entsprechend der Form, die sich bei einer rein dachförmig hergestellten Strassenoberfläche alsbald nach der Inbetriebsetzung einstellen wird. Bezüglich der Überhöhung des Querschnitts in der Mitte und der dadurch zugleich bestimmten Fussweg-Neigung kann man 5 % Querneigung bei hartem und 6 % bei weichem Deckmaterial annehmen.

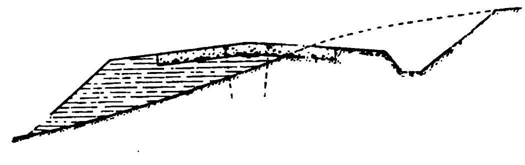


Abb. 55.

Statt der Querneigung von der Mitte nach beiden Seiten hin, wie sie sowohl beim gewölbten, wie auch beim dachförmig gebildeten Querschnitte vorhanden ist, kommt bei Strassen an Berghängen zuweilen auch eine einseitige, gegen den Hang gerichtete Querneigung vor. Durch eine solche Anordnung wird eine gewisse Sicherheit für den Strassenverkehr erzielt, anderseits aber auch leicht Veranlassung zu weniger guter Austrocknung des Strassenkörper gegeben.

Die Preussische „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen" enthält bezüglich der Quergefälle folgende Bestimmung:

§ 24. Das Quergefälle der Steinbahn richtet sich zum Teil nach dem Längengefälle der Strasse, so dass bei starkem Gefälle ein geringeres Quergefälle angewendet wird. Ausserdem wird dasselbe durch die grössere oder geringere Härte des Materials bedingt. Nach erfolgter Befestigung der Steindecke muss dieselbe bei festem Material ein Quergefälle von 3 bis 5 cm, bei mässig festem ein solches von 5 bis 6 cm für das Meter der halben Breite der Steinbahn nachweisen. Der Sommerweg und die Bankette erhalten ein Quergefälle von 4 bis 5 cm für das Meter Breite.

Strassen-Gräben.

Durch die Strassengräben soll eine trockene Lage des Strassenkörpers erzielt werden, indem dieselben das von diesem abfliessende und ihm auf der Bodenfläche zuströmende, wie auch das in seiner Umgebung versickerte Niederschlagswasser aufnehmen, der Länge nach fortleiten und schliesslich entweder an passenden Stellen wiederum der umgebenden Bodenoberfläche zuführen, wo es verdunstet oder versickert, oder aber in Wasserläufe und Becken entleeren.

Damit sie ihrem Zwecke vollständig entsprechen, muss ihre Sohle jedenfalls etwas tiefer liegen, als die Sohlenfläche des Strassenoberbaues (Fahrbahnkörpers). Sie werden in allen Einschnitten zu beiden Seiten der Strasse erforderlich, ausserdem bei niedrigen Aufdämmungen, sobald die Unterfläche des Fahrbahnkörpers nicht vollkommen trocken gelagert erscheint. An höheren Dämmen sind Gräben, abgesehen von solchen, die zur künstlichen Entwässerung eines schlechten Untergrundes dienen, im allgemeinen nicht erforderlich, nur wenn der Damm auf einer geneigten, weit ausgedehnten Bodenfläche steht, so dass befürchtet werden muss, die Strasse könnte durch die auf dieser nach starken Regengüssen ankommenden Wassermassen beschädigt werden, muss zu deren Aufnahme ein besonderer Graben an der Bergseite hergestellt werden (Abb. 56).

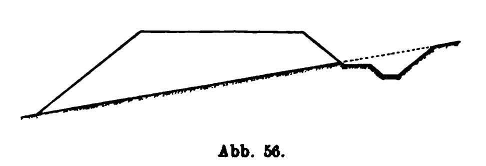


Abb. 56.

Einen ähnlichen Zweck erfüllen die sogenannten Hintergräben am oberen Rande von Einschnitten (Abb. 57) die die Aufgabe haben, grössere Mengen von Niederschlagswasser abzuhalten, das, über die Böschung strömend, dieselbe ausspülen würde.

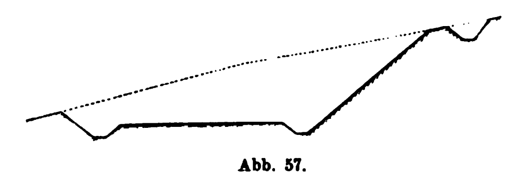


Abb. 57.

Mit Rücksicht auf Trockenlegung des Fahrbahnkörpers erhalten die Strassengräben gewöhnlich eine Tiefe von 0,40—0,50 m, und ihre Seitenböschungen werden wie andere Einschnittsböschungen behandelt, wenn man sie nicht ihrer geringen Ausdehnung wegen etwas steiler als diese hält. Nur der inneren, gegen den Strassenkörper hin gelegenen Böschung gibt man zweckmässigerweise das für die Dammböschung geltende Neigungsverhältnis, damit der Übergang vom Damm in den Einschnitt ohne Anwendung von Widerkehren oder Einschaltung windschiefer Flächen erfolgen kann. Wählt man ausserdem die Sohlenbreite des Grabens zu 0,30—0,50 m, so erhält man eine Querschnittsfläche für den Graben, die zur Abführung der in unseren geographischen Breiten zu erwartenden Niederschlagsmengen für gewöhnlich ausreichend ist.

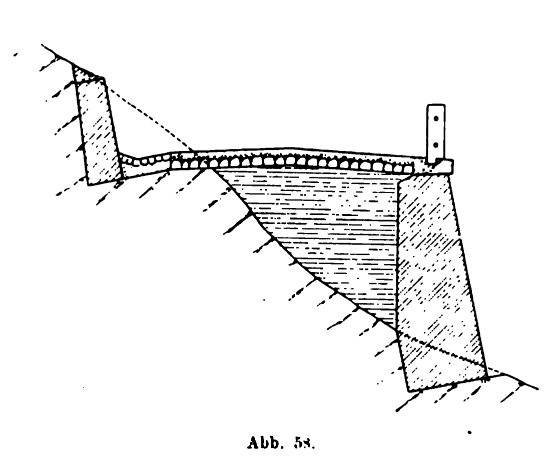


Abb. 58.

Grössere, in jedem Falle besonders zu bestimmende Querschnitte werden erforderlich, wenn die Gräben nicht bloss Niederschlagswasser, sondern auch Quellen und kleine Flussläufe aufzunehmen haben, oder wenn in Felseinschnitten starke Abbröckelungen stattfinden, durch die die Gräben bei zu geringem Fassungsraume leicht verlegt werden könnten. Umgekehrt werden zuweilen dort, wo es auf Raumersparnis ankommt, die Gräben durch gepflasterte Rinnen ersetzt, wenn es

anders die Beschaffenheit des Untergrundes, wie z. B. in felsigen An- und Einschnitten gestattet (Abb. 58)[1]).

Was das Längengefälle der Gräben betrifft, so soll dasselbe bei gewöhnlichen Strassen nicht zu schwach sein, keineswegs kleiner als $^1/_{100}$, weil sonst der Abfluss des Wassers nicht rasch und sicher genug erfolgen würde. So lange die Strasse selbst ein genügend grosses Gefäll besitzt, wird die Grabensohle der Strassenoberfläche gleichlaufend angelegt; ausserdem erhält der Graben sein eigenes Gefäll und damit eine veränderliche Tiefe. Hintergräben erhalten gewöhnlich das Gefäll der Bodenoberfläche, in die sie eingeschnitten werden, ist diese aber zu schwach geneigt, so gibt man der Grabensohle abwechselnd entsprechende Neigungen und Gegenneigungen und führt das Wasser an den tiefsten Stellen durch Quermulden u. dgl. zum Einschnittsgraben.

Die preussische „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen“ bestimmte bezüglich der Gräben folgendes:

§ 18. Erhebt sich das Planum nicht wenigstens 0,6 m über das Terrain, oder ist dasselbe ganz oder teilweise in das Terrain eingeschnitten, so ist auf beiden Seiten, resp. der einen Seite ein Graben anzulegen. Ausserdem sind überall da, wo durch Anlage der Strasse der natürliche Abfluss des Wassers behindert oder zusammengedrängt wird, Vorflutgräben anzulegen.

Die Abmessungen der Gräben richten sich nach der abzuführenden Wassermenge, bezw. nach ihrem Gefälle.

Insbesondere sind einige derselben in folgender Tabelle aufgeführt:

Obere Breite	Sohlenbreite	Böschungsbreite	Tiefe
4,0 m	1,0 m	1,5 m	1,0 m
3,6 „	0,6 „	1,5 „	1,0 „
2,4 „	0,6 „	0,9 „	0,6 „
2,1 „	0,6 „	0,75 „	0,5 „
2,0 „	0,5 „	0,75 „	0,5 „

§ 19. Die Grabenböschungen sind in der Regel anderthalbmalig anzulegen. Eine einfache Anlage ist nur ausnahmsweise, in genügend motivierten Fällen zulässig.

§ 20. Gepflasterte Rinnen. In gebirgigem Terrain und bei seitlichem tiefen Einschnitt ist es zulässig, anstatt des Grabens eine gepflasterte Rinne von 1,0—1,5 m Breite anzulegen. Hierbei ist es indessen geboten, das Wasser häufig seitwärts unter der Strasse hindurch abzuführen.

B. Bearbeitung eines Strassen-Entwurfs.

a) Aufsuchung der Strassenlinie.

1. Bestimmung der möglichen Linien, desgleichen der bauwürdigen Linie.

Ist das sogenannte Strassenprogramm aufgestellt, d. h. sind durch vorausgegangene Beratungen und Erwägungen Anfangs- und Endpunkt der in Aussicht genommenen Strasse, sowie die etwa von ihr zu berührenden Zwischenpunkte, sodann im Hinblick auf Art und Grösse des Verkehrs und die Bodenbeschaffenheit der in Betracht kommenden Gegend die zulässigen Steigungen und Krümmungen, die erforderlichen Breitenabmessungen und Stärke des Strassenkörpers und was sonst noch in Betracht zu kommen hat, festgesetzt, so erwächst für den Ingenieur die Aufgabe, die diesem Programme genügenden möglichen Strassenlinien aufzusuchen und unter ihnen die zur Ausführung geeignetste zu bezeichnen.

---

[1]) Die bayerische Ministerial-Entschliessung vom 26. März 1874 (Amtsblatt des Minist. d. Innern 1874, S. 210) ordnet im gebirgigen Lande gepflasterte Rinnen von 0,75 bis 1,00 m Breite statt der Gräben an. Siehe auch § 20 der preussischen Instruktion vom 17. Mai 1871.

Hierbei wird es sich im allgemeinen empfehlen, namentlich wenn die gegenseitige Entfernung der Endpunkte gross ist und mehrere, weit voneinander abweichende Linienzüge möglich sind, zuerst Übersichtskarten zu Rate zu ziehen, deren Masstab und Ausführlichkeit sich nach den Geländeschwierigkeiten zu richten hat, und sodann an der Hand derselben eine Augenscheinnahme auf dem Felde, nötigenfalls damit zusammenhängend, Höhenmessungen vorzunehmen. Hierdurch lassen sich jedenfalls weitere Anhaltspunkte für die Strassenführung gewinnen, inwieweit dieselben aber hinreichen, um nun sofort mit grösserer oder geringerer Sicherheit den Verlauf der Linie anzugeben, das hängt von der Beschaffenheit des Geländes und von der Erfahrung und Gewandtheit des mit der Arbeit betrauten Ingenieurs ab.

Im flachen Lande und auch in Tälern, wo die Höhenverhältnisse leichter übersehen werden können, die Hauptschwierigkeiten aber in der richtigen Anlage des Grundrisses zu suchen sind, wird auch ein weniger Geübter auf die angedeutete Weise den Strassenzug in der Hauptsache festzulegen vermögen, indem er die vorläufig in die Karte eingezeichnete Linie auf dem Felde aufsucht, als geradliniges Polygon, ohne die kreisförmigen Verbindungsbögen, absteckt, nach der Wirklickeit berichtigt, sodann ein flüchtiges Nivellement ausführt und in dieses alle wichtigeren Punkte, wie Wegkreuzungen, Flussübergänge, Hochwassermarken u. dgl. m. einbezieht. Dabei wird er nicht unterlassen, auch noch sonstige für die spätere Ausarbeitung der Linie erforderliche Tatsachen und Umstände, wie die Breite zu überschreitender Wege und Wasserläufe, die Weite und Höhe bestehender Durchlässe und Brücken, die Beschaffenheit des Bodens usw. anzumerken, und ausserdem dort, wo die Strassenführung voraussichtlich Schwierigkeiten findet, eine beiläufige Aufnahme des Bodens vorzunehmen und das flüchtige Nivellement auf eine Fläche auszudehnen, um insbesondere den Einfluss einer Verschiebung der Strassenlinie beurteilen zu können. Die so gewonnenen Daten genügen zum Auftragen des Längennivellements der Strasse und zur Aufstellung eines angenäherten Kostenanschlags.

Schwieriger gestaltet sich die Sache, wenn die Höhenverhältnisse des Bodens und die Querneigung desselben ausschlaggebend für die Linienführung werden. Dann ist es nicht mehr möglich, den Grundriss von Strassenlinien sofort mit grösserer Sicherheit in die Karte einzutragen, sondern es wird vor allem notwendig, jene Linien, deren Ausführbarkeit nach eingehendem Studium der Karte möglich erscheint, auf diese Ausführbarkeit durch Besichtigung an Ort und Stelle und durch besondere Höhenmessungen mittels Federbarometer, Tachymeter u. dgl. zu prüfen, beziehungsweise hierdurch einzelne Punkte für dieselben festzulegen. Auch von einer Übertragung der vorerst angenommenen Linie aus der Karte auf die Bodenoberfläche, wie sie oben besprochen worden ist, kann, wie man wohl erkennt, im vorliegenden Falle nicht die Rede sein, sondern es wird sich darum handeln, erst jetzt die Linie zwischen jenen, soeben festgelegten Punkten einzuschalten. Dies wird gewöhnlich draussen auf dem Felde nach dem Augenmasse oder durch Abstecke einzelner Strecken von bestimmter Steigung mittels Nivellierinstrument oder Gefällsmesser geschehen, so dass man auch hier, wie früher beim Aufsuchen der Linie im flachen Lande oder in einem Tale, schliesslich zu einem geradlinigen Vieleck gelangt, das je nach den Schwierigkeiten, die die Bodenform bietet, und je nach der Geschicklichkeit des arbeitenden Ingenieurs mehr oder weniger mit der gesuchten Linie übereinstimmt, jedenfalls aber als Grundlage bei Festlegung der Linie geeignet erscheint. Weiter nimmt man nämlich senkrecht zu den Seiten dieses Vielecks in genügender Erstreckung nach beiden Seiten hin Querprofile auf und legt mittels derselben den Bodenstreifen längs den Polygonseiten in Schichtenlinien

(Horizontalkurven). In diesen Schichtenplan kann die Linie eingetragen, ihr Längennivellement gezeichnet und die Massenverteilung überschlagen und nach Bedürfnis verbessert werden.

Auswahl unter mehreren Strassenlinien.

Unter mehreren, in der beschriebenen Art gefundenen Linien ist sodann die zur Ausführung würdigste auszusuchen.

Wie schon früher gelegentlich ausgesprochen worden ist, verdient jene Linie den Vorzug vor anderen, bei der sich die jährlichen Gesamtkosten, nämlich die Summe aus den Zinsen des Anlagekapitals und den für Unterhaltung und Betrieb aufzuwendenden Kosten am niedrigsten stellen, für die also der Ausdruck

$$\left(a \cdot \frac{z}{100} + u + b\right) l \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (71$$

in welchem

a die auf das Kilometer bezogenen Anlagekosten,
u die jährlichen Unterhaltungskosten für das Kilometer,
b die im Jahre erwachsenden kilometrischen Beförderungskosten,
z die üblichen Prozente und
l die Länge der Strassenlinie in Kilometer

bedeutet, einen Kleinstwert besitzt.

Hierbei ist in erster Linie der schwere Lastenverkehr ins Auge zu fassen, der Personenverkehr aber nur dann mit in Betracht zu ziehen, wenn er in stärkerem Masse auftreten und ausschlaggebend sein sollte, in welch' letzterem Falle der Aufriss der Strasse von vornherein dementsprechend angeordnet werden würde.

Die Grössen a und u in Gleichung 71 werden zuweilen als Durchschnittswerte von Strassen derselben Art entnommen, die unter ähnlichen äusseren Verhältnissen bestehen; erstere lässt sich besser aus angenäherten, flüchtigen (generellen) Kostenanschlägen gewinnen, zu deren Aufstellung die bis jetzt vorliegenden Arbeitsergebnisse ausreichen. Auf Grund dieser Ergebnisse lässt sich nämlich, wie schon oben angedeutet, für jede in Frage stehende Strassenlinie ein Längenschnitt entwerfen und mindestens eine Schätzung der erforderlichen Erdbewegung vornehmen, auch ist es möglich, auf Grund derselben und mit Berücksichtigung der sonstigen, beim ersten Aufsuchen der Linie gemachten Vormerkungen die Art und Bedeutung der auftretenden Kunstbauten anzugeben nnd sodann mittels zweckentsprechend entwickelten Einheits-Preisen deren Kosten zu überschlagen. Allerdings gehört zur Aufstellung flüchtiger Kostenanschläge ein grosses Mass von Erfahrung und in manchen Fällen wird es nicht zu umgehen sein, für jede der zum Vergleich kommenden Strassenlinien einen ausführlichen Kostenanschlag anzufertigen, um mit befriedigender Sicherheit über die eine und andere entscheiden zu können.

Was sodann die in einem Jahre erwachsenden Beförderungskosten (bl) betrifft, so hängen dieselben, besonders beim Lastenverkehr, hauptsächlich von der Beschaffenheit des Strassenaufrisses ab, da durch diesen die einem Pferde zuzumutende Nutzladung bestimmt ist[1]). Letztere ist als gegeben und gleich der sogenannten ortsüblichen Ladung zu betrachten, wenn die miteinander in Vergleich zu setzenden Strassenlinien, wie gewöhnlich, nur kürzere Stücke eines ausgedehnten Strassennetzes darstellen. Im allgemeinen jedoch, und wenn es sich um mehr selbständige Strassenanlagen von beträchtlicher Längenausdehnung handelt, muss in erster Linie die im Hinblick auf die Steigungsverhältnisse zulässige Nutzladung für jede der in Wettbewerb stehenden Linien bestimmt

---

1) Näheres hierüber ist unter „Aufriss der Strassen" früher besprochen worden.

werden. Zeigt der Aufriss einer solchen Linie öfters wechselnde Steigungen, sind die Grösstwerte derselben immer nur auf kürzere Strecken vorhanden, und folgen auf diese weniger geneigte Strecken, so dass die Zugtiere auf letzteren sich von erhöhter Anstrengung auf ersteren ausruhen und neue Kräfte sammeln können, so müsste nach den früheren Erörterungen die Nutzlast nach der durchschnittlichen Steigung bemessen werden. Als durchschnittliche, hier massgebende Steigung aber dürfte man mit ausreichender Genauigkeit den Quotienten aus der Summe aller in der einen Richtung zu ersteigenden Höhen in die Gesamtlänge der in Steigungen liegenden Strecken betrachten. Wäre dagegen der Aufriss einer Strassenlinie so beschaffen, dass stärkere Steigungen in langer Erstreckung vorkämen, so wäre die Nutzladung nach diesen zu bemessen und aus der Gleichung 20 für Z gleich der normalen Zugkraft Z_0 zu berechnen, wenn es nicht etwa zweckmässig erschiene, für solche ausgedehnte steile Abschnitte Vorspann in Aussicht zu nehmen.

Nachdem die Nutzlast feststeht, lässt sich, da auch das Eigengewicht der Fahrzeuge als bekannt vorausgesetzt werden kann, für jede Strecke eines Linienzugs von bestimmter Steigung mittels der Gleichungen 19 und 30 zunächst die Zugkraft rechnen, die zur Beförderung der Nutzladung über diese Strecke aufgewendet werden muss, weiter die dabei geleistete Arbeit als Produkt aus jener Zugkraft in die Länge der zurückgelegten Wegstrecke, und endlich die Gesamtarbeit, die bei Bewältigung einer bestimmten jährlichen Verkehrsgrösse innerhalb derselben Strecke erwächst. Kennte man den der fraglichen Strecke entsprechenden Preis für die Arbeitseinheit, beispielsweise für das Tonnenkilometer, so wäre man imstande, die jährlichen Verkehrskosten für diese Strassenstrecke anzugeben.

Kosten der Beförderung. Die Kosten eines Tonnenkilometers lassen sich nun in Anlehnung an die Arbeiten Launhardt's[1]) in folgender Weise bestimmen.

Bedeutet, auf ein einzelnes Pferd ausgeschlagen,

Q_w das Gewicht des Wagens,
Q_n „ „ der Nutzladung,
G „ „ des Pferdes,

so ist die Zugkraft, die von einem Pferde ausgeübt werden muss, um die Nutzladung Q_n mittels des Wagens auf einer Strassenstrecke mit einem Steigungsverhältnisse $\operatorname{tg} \alpha$ und der Widerstandszahl μ zu befördern, nach Gleichung 19

$$Z = \mu (Q_w + Q_n) + (Q_w + Q_n + G) \operatorname{tg} \alpha$$

oder, wenn $Q_w + Q_n = Q$ gesetzt wird,

$$Z = \mu Q + (Q + G) \operatorname{tg} \alpha.$$

Da die Zugkraft im allgemeinen nicht mit dem mittleren Werte (Z_0) übereinstimmen wird, vielmehr nach Gleichung 30 b die Beziehung

$$Z = Z_0 \left(3 - 2 \cdot \frac{v}{c}\right)$$

stattfindet, worin c den unter den günstigsten Umständen eintretenden Wert, v aber den im betrachteten Falle zu erwartenden Wert der Geschwindigkeit bedeutet, so gilt auch

$$Z_0 \left(3 - 2 \cdot \frac{v}{c}\right) = \mu Q + (Q + G) \operatorname{tg} \alpha \quad . \quad . \quad (72$$

woraus sich die Geschwindigkeit bei der Bergfahrt zu

[1]) Launhardt, Die Steigungsverhältnisse der Strassen, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1880, S. 345. Auch Sonderabdruck, Hannover 1880.

$$v = \frac{c}{2}\left[3 - \frac{\mu Q + (Q + G)\,tg\,\alpha}{Z_0}\right] \quad . \quad . \quad (73$$

oder zu

$$v = \frac{c}{2}\left[3 - \mu q - (q + g)\,tg\,\alpha\right] \quad . \quad . \quad (73a$$

berechnet, wenn die Verhältniszahlen

$$\frac{Q}{Z_0} = q \text{ und } \frac{G}{Z_0} = g \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (74$$

eingeführt werden.

In gleicher Weise findet man für die Talfahrt bei Zuggefällen, wo von den Pferden noch Zugkraft ausgeübt wird,

$$v' = \frac{c}{2}\left[3 - \frac{\mu Q - (Q + G)\,tg\,\alpha}{Z_0}\right] \quad . \quad . \quad (75$$

bezw.

$$v' = \frac{c}{2}\left[3 - \mu q + (q + g)\,tg\,\alpha\right]^{1)} \quad . \quad . \quad 75a$$

während die stärker fallenden Strecken, auf denen gebremst werden muss, nach den Bemerkungen auf S. 64 den wagrechten Strecken gleich geachtet werden sollen.

Ist die Geschwindigkeit gefunden, so ergibt sich der bei Zurücklegung einer Strecke von 1 km Länge erwachsende Zeitaufwand zu

$$\frac{1000}{v}\text{ Sekunden} = \frac{1000}{v\,z\,.\,60\,.\,60}\text{ Arbeitstage,}$$

wenn z die wirkliche tägliche Arbeitszeit in Stunden bedeutet. Betragen weiter die täglichen Kosten des Fuhrwerks für den Pferdekopf k Mark, so berechnen sich die Kosten für die Beförderung der Nutzlast auf 1 km Entfernung zu

$$\frac{1000}{v\,z\,.\,60\,.\,60}\,.\,k\text{ Mark,}$$

die Kosten der Beförderung von 1 kg der Nutzlast auf diese Entfernung zu

$$\frac{1000}{v\,z\,.\,60\,.\,60\,.\,Q_n}\,.\,k\text{ Mark}$$

und endlich der Einheitspreis eines Tonnenkilometers, d. h. der Wert der Arbeit, die zur Beförderung von 1 Tonne Nutzlast auf einer unter dem Winkel α geneigten Wegstrecke von 1 km Länge aufgewendet werden muss, zu

$$K = \frac{1000^2\,k}{v\,z\,.\,60\,.\,60\,Q_n} = \frac{1000^2\,k}{Z_0\,c\,t\,\frac{v}{c}\,.\,\frac{z}{t}\,\frac{Q_n}{Z_0}\,.\,60\,.\,60} = \frac{1000^2\,k}{\mathfrak{A}_0\left(\frac{v}{c}\right)^2 q_n} \quad (76$$

---

1) Launhardt hat bei seinen Entwickelungen (Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1880, S. 345) statt der obigen Gleichungen 73a und 75a, mit unseren Bezeichnungen angeschrieben,

$$v = \frac{c}{2}\left[3 - (q + g)\,(\mu \pm tg\,\alpha)\right]$$

gefunden, indem er von der Annahme ausging, das Pferd habe auch schon auf der Wagrechten zur Fortbewegung seines eigenen Körpergewichtes den Zugkraftbetrag $\mu\,.\,G$ aufzuwenden. Auch nimmt Launhardt bei Bremsgefällen die Gleichung $v = \frac{c}{2}\left[3 + (q + g)\,(\mu - tg\,\alpha)\right]$ an, in der Erwägung, dass hier die Zugkraft und daher auch $(q + g)$ negativ sei und dass der Einfluss des Bremsens der Wagen entsprechend berücksichtigt werde, wenn man „die Rückhaltekraft der Pferde gleich ihrer Zugkraft und dagegen das Fuhrwerk als ungebremst annehme."

wobei $\mathfrak{A}_0 = Z_0$ c t . 60.60 und $q_n = \frac{Q_n}{Z_0}$ bedeuten, und Z_0, sowie Q_n in Kilogramm, c in m/Sek. und t in Stunden einzusetzen sind.

Für jedes Neigungsverhältnis (tg α) ergibt sich ein besonderer Wert der Geschwindigkeit v, beziehungsweise v' und demnach auch ein besonderer Wert für den Kostenbetrag K.

Setzt man die Werte von $\frac{v}{c}$ aus den Gleichungen 73a und 75a in (76) ein, so erhält man als Kosten eines Tonnenkilometers bei der Bergfahrt

$$K = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, [3 - \mu\, q - (q + g)\, \text{tg}\, \alpha]^2}{}^{1)} \quad . \quad . \quad (77$$

bei der Talfahrt

$$K' = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, [3 - \mu\, q + (q + g)\, \text{tg}\, \alpha]^2} \quad . \quad . \quad (78$$

Nachdem für alle einzelnen Strecken sowohl die mechanische Arbeit zur Beförderung einer Last über dieselben, wie auch der Preis für diese Arbeit bestimmt worden ist, erhält man durch Summierung der gewonnenen Einzelbeträge die Gesamtarbeit, bezw. den Gesamtkostenbetrag zur Beförderung dieser Last über die ganze Strassenlinie.

Wenn ein Fahrzeug nur in der einen Richtung eine Nutzlast befördert und dann leer zurückkehrt, so erhöhen sich die berechneten Transportkosten der Nutzlast um den Betrag der Kosten für die Leerfahrt.

Die Kosten der Rückfahrt des leeren Fuhrwerks für 1 km Weglänge betragen

$$\frac{1000\, k}{v \,.\, z \,.\, 60 \,.\, 60}$$

1) Ist die zu ersteigende Höhe gleich h, so beträgt die entwickelte Länge der Strassenstrecke $l = \frac{h}{\text{tg}\, \alpha}$ und die Kosten der Beförderung von einer Tonne Nutzlast auf die Höhe h betragen

$$K \,.\, l = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k\, h}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, \text{tg}\, \alpha\, [3 - \mu\, q - (q + g)\, \text{tg}\, \alpha]^2}$$

Hieraus lässt sich der günstigste Sonderwert tg α_0 des Steigungsverhältnisses ableiten, wofür bei gegebener Wagenladung der Kostenbetrag am kleinsten wird; er ergibt sich aus der Gleichung $\frac{d\,(Kl)}{d\,(\text{tg}\, \alpha)} = 0$ zu

$$\text{tg}\, \alpha_0 = \frac{3 - \mu\, q}{3\,(q + g)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (79$$

Setzt man hiernach $q + g = \frac{3 - \mu\, q}{3\, \text{tg}\, \alpha_0}$ in die Gleichungen (77 und 78) ein, so gehen dieselben nach einigen Umformungen über in

$$K = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, (3 - \mu\, q)^2} \,.\, \frac{1}{\left(1 - \frac{\text{tg}\, \alpha}{3\, \text{tg}\, \alpha_0}\right)^2} = M \,.\, \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3}\, \frac{\text{tg}\, \alpha}{\text{tg}\, \alpha_0}\right)^2} \quad (77a$$

und

$$K' = M \,.\, \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3}\, \frac{\text{tg}\, \alpha}{\text{tg}\, \alpha_0}\right)^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (78a$$

Launhardt hat im Jahr 1880 die Gleichung tg $\alpha_0 = \frac{3 - \mu\,(q + g)}{3\,(q + g)}$ aufgestellt, indem er, wie schon früher angegeben worden ist, von der Grundgleichung $Z = (Q + G)\,(\mu + \text{tg}\, \alpha)$ statt $Z = \mu\, Q + (Q + G)\, \text{tg}\, \alpha$ ausging.

wenn v den besonderen Wert der Geschwindigkeit bedeutet, mit dem sich der Wagen dabei bewegt.

Von diesem Kostenbetrag trifft auf den berechneten Preis für das Tonnenkilometer Nutzlast nach den früheren Entwickelungen

$$\frac{1000^2\, k}{v\, z \,.\, 60 \,.\, 60 \,.\, Q_n} = \frac{1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0 \left(\frac{v}{c}\right)^2 q_n}.$$

Die Geschwindigkeit der Leerfahrt ergibt sich aus Gleichung 73 und 75, wenn

darin $\frac{Q_w}{Z_0} = q_w$ statt $\frac{Q}{Z_0} = q$ gesetzt wird, zu

$$v = \frac{c}{2}\,[3 - \mu\, q_w \mp (q_w + g)\, \mathrm{tg}\, \alpha],$$

folglich trifft auf die früher berechneten Kosten eines Tonnenkilometers jetzt noch, wenn die Leerfahrt bergauf erfolgt,

$$K_1 = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0 q_n\, [3 - \mu\, q_w - (q_w + g)\, \mathrm{tg}\, \alpha]^2} \quad . \quad . \quad (80$$

und bei der Talfahrt

$$K_1' = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, [3 - \mu\, q_w + (q_w + g)\, \mathrm{tg}\, \alpha]^2} \quad . \quad . \quad (81$$

oder, nach Einführung des Wertes $\mathrm{tg}\, \alpha'_0 = \frac{3 - \mu\, q_w}{3\,(q_w + g)}$,

$$K_1 = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n\, (3 - \mu\, q_w)^2} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3}\frac{\mathrm{tg}\, \alpha}{\mathrm{tg}\, \alpha'_0}\right)^2} = M' \,.\, \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3}\frac{\mathrm{tg}\, \alpha}{\mathrm{tg}\, \alpha'_0}\right)^2} \quad (80\,a$$

und

$$K'_1 = M' \,.\, \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3}\frac{\mathrm{tg}\, \alpha}{\mathrm{tg}\, \alpha'_0}\right)^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (81\,a$$

Z_0, Q_w, Q_n und G sind in Kilogramm, c in m/Sek., t in Stunden einzusetzen.

Das Verfahren zur Berechnung der Beförderungskosten für eine gegebene Strassenlinie mit bekanntem Verkehr in der einen und der anderen Richtung stellt sich nach den bisherigen Entwickelungen folgendermassen:

> Man bestimmt die Kosten, die die Beförderung einer Tonne Nutzlast über jede einzelne Strecke des in Betracht stehenden Linienzuges in beiderlei Richtung verursacht, wobei unter Umständen die Kosten der leeren Rückfahrt noch zuzuschlagen sind und Bremsgefälle als wagrechte Strecken aufgefasst werden. In der Summe aller dieser Einzelbeträge erhält man die bei der Beförderung einer Tonne Nutzlast längs der ganzen Strassenlinie hin und zurück erwachsenden Kosten und durch Multiplikation letzterer mit der Tonnenzahl der bekannten Verkehrsgrössen die gesamten Transportkosten in der einen und anderen Richtung.

Da solche Rechnungen für ein aus vielen verschieden geneigten Strecken zusammengesetztes Längennivellement immerhin umständlich sind, hat Launhardt in seiner Abhandlung vom Jahr 1880 vorgeschlagen, die Kosten des Tonnenkilometers für in Betracht kommende Nutzladungen und die gewöhnlichen Steigungsverhältnisse von vorneherein zu berechnen, und zwar als Vielfaches der der Einheit gleichgesetzten Kosten des Tonnenkilometers auf der wagrechten Strecke und die so gewonnenen „virtuellen Strassenlängen" tabellarisch zusammenzustellen.

Bei Vergleichung mehrerer Strassenlinien nach den Bewegungswiderständen, die sie veranlassen, kann man ganz übersichtlich auch in der Art verfahren, dass man sie alle auf die Wagrechte zurückführt, d. h. für jede derselben eine hinsichtlich der Bewegungswiderstände gleichwertige, wagrechte Strassenlinie aufsucht und die Längen dieser Ersatzlinien, die „relativen Längen", zueinander in Vergleich setzt.

Berechnet man also für eine aus verschieden geneigten Strecken bestehende Strassenlinie die Gesamtarbeit $\mathfrak{A}_1$ (Summe der Produkte aus der Länge jeder Einzelstrecke und der auf ihr erforderlichen Zugkraft), die der Beförderung einer Last Q_1 (Nutzlast und Wagengewicht zusammen) von einem Ende der ganzen Linie bis zum anderen Ende entspricht, ebenso die Arbeit $\mathfrak{A}_2$, die bei der Beförderung einer Last Q_2 in der entgegengesetzten Richtung erwächst, und bestimmt man die Länge l'_0 einer durchaus wagrechten Strasse gleicher Bauweise, auf der zur Beförderung der Lasten Q_1 und Q_2 derselbe Arbeitsbetrag wie vorhin erforderlich ist, aus der Beziehung

$$\mu (Q_1 + Q_2) l'_0 = \mathfrak{A}_1 + \mathfrak{A}_2$$

zu

$$l'_0 = \frac{\mathfrak{A}_1 + \mathfrak{A}_2}{\mu (Q_1 + Q_2)}; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (82$$

berechnet man alsdann in gleicher Weise für eine andere, zum Vergleich stehende Strassenlinie die Länge l''_0 der ihr zukommenden wagrechten Ersatzlinie, so ist der Vergleichungsmassstab gefunden; es verdient von den beiden in Betracht stehenden Linien, mit Rücksicht auf die Beförderungskosten, jene den Vorzug, die die geringere Länge l_0 der sie ersetzenden wagrechten Strassen aufweist.

Die Arbeitsbeträge $\mathfrak{A}_1$ oder $\mathfrak{A}_2$ findet man in folgender Weise:

Haben die aufeinanderfolgenden Einzelstrecken der Strasse die Längen l', l'', l''' . . . und die Steigungsverhältnisse $\operatorname{tg} \alpha'$, $\operatorname{tg} \alpha''$. $\operatorname{tg} \alpha'''$ . . ., und sind Z', Z'', Z''' . . . die aus den Gleichungen 19 und 22 zu entnehmenden Zugkräfte, die zur Beförderung der Last Q_1 aufgewendet werden müssen, so ist

$$\mathfrak{A}_1 = Z' . l' + Z'' . l'' + Z''' . l''' + \ . \ . \ . = [\mu Q_1 \pm (Q_1 + G) \operatorname{tg} \alpha'] \, l' +$$
$$+ [\mu Q_1 \pm (Q_1 + G) \operatorname{tg} \alpha''] \, l'' + \ . \ . \ . = \mu Q_1 (l' + l'' + l''' + \ . \ . \ .) +$$
$$+ (Q_1 + G) [\pm l' \operatorname{tg} \alpha' \pm l'' \operatorname{tg} \alpha'' \pm \ . \ . \ .]$$

oder, wenn die ganze Länge der Strasse $l' + l'' + l''' + \ldots = \Sigma l$ bezeichnet und berücksichtigt wird, dass $(\pm l' \operatorname{tg} \alpha' \pm l'' \operatorname{tg} \alpha'' \pm \ldots) = \Sigma h$ den bei der Fahrt von einem Endpunkte der Strasse bis zum anderen überwundenen Höhenunterschied, der sowohl positiv als negativ sein kann, darstellt, auch

$$\mathfrak{A}_1 = \mu Q_1 . \Sigma l + (Q_1 + G) . \Sigma h \quad . \quad . \quad (83$$

Kennt man die Beförderungsgeschwindigkeit v auf der horizontalen Strecke, so kann man in einfacher Weise für jede der fraglichen Strassenlinien auch die zum Durchfahren derselben erforderliche Zeit rechnen und die verschiedenen Zeitbeträge in Vergleich setzen [1]).

In neuerer Zeit haben sich mit dem Verfahren zur Vergleichung von Strassenlinien insbesondere französische Ingenieure befasst. So hat der Chef-

[1]) In solcher Weise hat Bauernfeind die Sache schon um die Mitte des vorigen Jahrhunderts in seinen Vorlesungen behandelt. Auch in seinem „Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau", München 1875, S. 260 ist das Verfahren angegeben.

Eine sehr gründliche Arbeit über die Anwendung sogenannter virtueller Längen für Eisenbahnzwecke, die der Vollständigkeit halber hier genannt ist, siehe Lindner, Die virtuelle Länge und ihre Anwendung auf Bau und Betrieb der Eisenbahnen, Zürich 1879.

ingenieur **Léchalas**[1]) vorgeschlagen, für jede der in Vergleich zu setzenden Strassenlinien die Zeit festzustellen, die ein Fuhrwerk zum Durchfahren derselben in beiderlei Richtung unter der Voraussetzung beständig gleichmässiger Anstrengung der Zugtiere braucht.

Er berechnet für jede Teilstrecke seines Strassenzuges die Zugkraft Z, oder vielmehr das in Prozenten ausgedrückte Verhältnis der Zugkraft zum Pferdegewicht, nämlich $E = \frac{Z}{G} \cdot 100$, aus einer Gleichung, die nach den bisher festgehaltenen Bezeichnungen

$$E = \frac{Q}{G}\, 100\, (\mu \pm \operatorname{tg} \alpha) \pm 100 \operatorname{tg} \alpha \quad . \quad . \quad (84$$

lautet und mit der Gleichung 19, bezw. 22 übereinstimmt. Mit den so gefundenen Werten von E bestimmt er die zugehörigen Fahrgeschwindigkeiten v aus der Gleichung

$$v = 1{,}94 - 7{,}35 \frac{Z}{G} + 10{,}5 \left(\frac{Z}{G}\right)^2 - 7{,}0 \left(\frac{Z}{G}\right)^3 \quad . \quad (85$$

die aus den zusammengehörigen Erfahrungszahlen

$\frac{Z}{G} =$ 0	0,125	0,1765	0,20	0,306	0,50
$v =$ 1,94	1,19	0,9	0,8	0,46	0

abgeleitet ist. Für alle Bremsgefälle nimmt er $Z = 0$ und $v = 1{,}94$ an.

In Abb. 59 sind die Werte E als Abszissen und die zugehörigen Geschwindigkeiten v, ebenso wie die sekundlichen Arbeitsbeträge E . v als Ordinaten aufgetragen, und zwar zunächst nach der Annahme von Léchalas, dann auch zum Vergleich die betreffenden Werte nach der Maschek'schen Formel $Z = Z_0 \left(3 - 2\frac{v}{c}\right)$, oder also $E = \frac{Z_0}{G} \cdot 100 \left(3 - 2\frac{v}{c}\right)$, wobei $Z_0 = 50$ und $G = 300$ gesetzt wurde, so dass auch $E = 50$ und $v = 0$ zusammengehörige Werte sind; für c wurde 1,1 m/Sek. angenommen.

Indem Léchalas sodann mit Hilfe der berechneten Geschwindigkeiten die Dauer der Fahrt durch jede Einzelstrecke von der Länge l in Kilometer zu $\frac{1000\,l}{v}$ bestimmt, erhält er schliesslich in der Summe aus allen diesen Einzelwerten den zum Durchfahren der ganzen Strassenlinie, hin und zurück, erforderlichen Zeitaufwand eines einspännigen Fuhrwerks.

Abb. 59.

Ergibt sich hiernach für die eine von zwei miteinander zu vergleichenden Linien ein Gewinn an Fahrzeit für den einzelnen Einspänner, so braucht man nur den jährlichen Gesamtverkehr in Einspännern auszudrücken und die demselben entsprechende gesamte Zeitersparnis zu berechnen. Letztere kapitalisiert liefert

[1]) **Léchalas**, Mémoire sur le roulage, Ann. d. ponts et chaussées, Mém. et Doc. 1879, I, p. 364—425.

die Geldsumme, um welche die fragliche Strassenlinie nach Bau und Unterhaltung teurer sein könnte als die andere.

Anders verfährt Léon Durand-Claye[1]), indem er für die zu vergleichenden Strassenlinien „relative Längen“ berechnet, also für jede derselben eine durchaus wagrechte Strasse setzt, bei deren Befahrung dieselbe mechanische Arbeit geleistet werden muss, wie beim Transport auf der vorgegebenen Linie mit ihren wechselnden Steigungen. Er berechnet also zunächst die Arbeit, und zwar für die Gewichtseinheit ausgedrückt, nach einer mit (83) übereinstimmenden Gleichung zu

$$\mathfrak{A}' = \frac{Z\,l}{Q} = \mu\,l + \left(1 + \frac{G}{Q}\right)h = \mu\,l + \left(1 + \frac{1}{C}\right)h, \quad . \quad (86$$

mit C den Quotienten $\frac{Q}{G}$ bezeichnet.

Sodann nimmt Durand-Claye an, das Pferd habe neben der Arbeit zur Fortbewegung der Last auch noch eine solche zu seiner eigenen Fortbewegung im Betrage

$$\mathfrak{A}'' = \frac{\mu_0\,G}{Q}\,.\,l = \frac{\mu_0}{C}\,.\,l \quad . \quad . \quad . \quad (87$$

zu leisten, so dass die Gesamtarbeit

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{A}' + \mathfrak{A}'' = \left(\mu + \frac{\mu_0}{C}\right)l + \left(1 + \frac{1}{C}\right)h \quad . \quad (88$$

in Betracht komme.

Bei Berechnung der Länge l_0 für die wagrechte Ersatzstrasse wird dementsprechend

$$\mathfrak{A} = \left(\mu + \mu_0 \cdot \frac{G}{Q_0}\right)l_0 \quad . \quad . \quad . \quad (89$$

gesetzt und dabei das für die Wagrechte gültige Gewicht Q_0 des beladenen Wagens festgehalten. Hieraus ergibt sich dann die relative Länge der Ersatzstrasse zu

$$l_0 = \frac{1}{\mu + \mu_0 \cdot \frac{G}{Q_0}}\,.\,\mathfrak{A} = \nu\,.\,\mathfrak{A} \quad . \quad . \quad . \quad (90$$

Weiter ist zunächst nur noch zu bemerken, dass Durand-Claye in einem gegebenen Falle für die Grösse $C = \frac{Q}{G}$ den Kleinstwert festhält, der sich für die verschiedenen steigenden Einzelstrecken der vorgegebenen Strassenlinie nach der Gleichung

$$Z = \mu\,Q + (Q + G)\,\mathrm{tg}\,\alpha$$

oder

$$M = \frac{Z}{G} = \mu\,\frac{Q}{G} + \left(\frac{Q}{G} + 1\right)\mathrm{tg}\,\alpha = \mu\,C + (C + 1)\,\mathrm{tg}\,\alpha$$

zu

$$C = \frac{\frac{Z}{G} - \mathrm{tg}\,\alpha}{\mu + \mathrm{tg}\,\alpha} = \frac{M - \mathrm{tg}\,\alpha}{\mu + \mathrm{tg}\,\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad (91$$

berechnet, wobei auch noch

[1]) Léon Durand-Claye, Sur la méthode à suivre pour le choix entre divers tracés proposés pour une même route, Ann. d. ponts et chaussées, Mém. et Doc. 1871, p. 439—455.

$$M = \frac{1 - \sqrt{0{,}0231}}{3} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (92$$

gesetzt, also angenommen wird, dass die von dem Zugtiere geforderte Zugkraft Z nicht nur von dem Steigungsverhältnisse einer Strecke, sondern auch von der Länge dieser Srrecke abhängig ist.

Was endlich die sonstigen Annahmen Durand-Claye's betrifft, so nimmt er für alle Bremsstrecken, für die also nach der Gleichung

$$Z = \mu Q - (Q + G) \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha \geqq \frac{Q}{Q + G} \cdot \mu$$

stattfindet, als relatives Gefäll übereinstimmend

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Q}{Q + G} \cdot \mu = \frac{C}{C + 1} \cdot \mu \quad . \quad . \quad . \quad (93$$

an und berechnet damit insbesondere auch die betreffenden Posten für die Summe Σh in der Gleichung (83).

Von den übrigen Grössen wird von Durand-Claye $\mu_0 = 0{,}143$ und $\nu = 18$ und gewöhnlich $\mu = 0{,}03$ festgehalten.

Später [1]) hat Durand-Claye noch Formeln für die Fahrgeschwindigkeit bei verschiedenen Gangarten unter Voraussetzung gleichmässiger Anstrengung aufgestellt, so dass er mit Benützung dieser Werte den Zeitaufwand für die verschiedenen Strassenstrecken und die Fahrtdauer auf der ganzen Strassenlinie berechnet.

Beispiel.

Eine Strassenlinie setzt sich aus folgenden 6 Strecken zusammen:

1. Strecke,	$l = 0{,}2$ km,	Steigungsverhältnis $\operatorname{tg} \alpha =$	$-0{,}02$
2. „	0,5 „	„	$-0{,}01$
3. „	0,1 „	„	0
4. „	0,2 „	„	$+0{,}02$
5. „	0,3 „	„	$+0{,}05$
6. „	0,1 „	„	$+0{,}01$

Für das einzelne Pferd vom Gewichte $G = 400$ kg beträgt das tote Wagengewicht $Q_w = 350$ kg, die Nutzladung $Q_n = 1050$, das Gewicht des beladenen Wagens $Q = 1400$ kg. Die normalen Werte der Zugkraft betragen $Z_0 = 75$ kg, der Geschwindigkeit $c = 1{,}1$ m/Sek., der täglichen Arbeitszeit $t = 8$ Stunden, die Kosten des Einspänners im Tage $k = 6$ Mark; als Widerstandskoeffizient wird $\mu = 0{,}03$ angenommen.

Es gilt also:

$$q = \frac{Q}{Z_0} = 18{,}66 \ldots,$$

$$q + g = \frac{Q + G}{Z_0} = 24$$

$$q_n = \frac{Q_n}{Z_0} = 14$$

$$q_w = \frac{Q_w}{Z_0} = 4{,}66 \ldots,$$

---

[1]) Léon Durand-Claye, Étude sur la valeur comparative des tracés de routes au point de vue des transports rapides, Ann. d. ponts et chaussées, Mém. et Doc. 1884, II, p. 260—271.

$$q_w + g = \frac{Q_w + G}{Z_0} = 10.$$

Es soll die Berechnung nach den verschiedenen Verfahrungsweisen durchgeführt werden.

Berechnung nach Launhardt's Verfahren,

jedoch unter Festhaltung der Gleichungen 77 u. 80, wie auch der Annahme, dass Bremsgefälle den wagrechten Strecken gleichgeachtet werden.

Zunächst liefert die Gleichung

$$K = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n [3 - \mu q - (q + g) \operatorname{tg} \alpha]^2} = \frac{100}{138{,}6} \cdot \frac{1}{[2{,}44 - 24 \operatorname{tg} \alpha]^2}$$

die Kosten eines Tonnenkilometers für den beladenen Wagen und die Gleichung

$$K_1 = \frac{4 \,.\, 1000^2\, k}{\mathfrak{A}_0\, q_n [3 - \mu q_w - (q_w + g) \operatorname{tg} \alpha]^2} = \frac{100}{138{,}6} \cdot \frac{1}{[2{,}86 - 10 \operatorname{tg} \alpha]^2}$$

die Kosten eines Tonnenkilometers für den leeren Wagen, wobei Steigungen als positive, Gefälle als negative Grössen zu denken sind.

Die Kostenbeträge K werden mit den entsprechenden Beträgen für die Rückfahrt mit leerem Fahrzeug zusammen genommen; die Produkte $(K + K_1)l$ geben die Kosten für den Transport 1 Tonne über die Einzelstrecke von der Länge l.

Das Ergebnis der solcher Art durchgeführten Rechnung ist im folgenden zusammengestellt.

Fahrt in der Richtung Strecke 1—6.

Der Strecke			Kosten			
Nr.	l	tg α	K	K_1	$K + K_1$	$(K + K_1)l$
1	0,2 km	— 0,02	8,46 ₰	10,20 ₰	18,66 ₰	3,73 ₰
2	0,5 „	— 0,01	10,05 „	9,47 „	19,52 „	9,76 „
3	0,1 „	0	12,12 „	8,82 „	20,94 „	2,09 „
4	0,2 „	+ 0,02	18,78 „	7,71 „	26,49 „	5,30 „
5	0,3 „	+ 0,05	46,92 „	8,82 „	55,74 „	16,72 „
6	0,1 „	+ 0,01	14,91 „	8,24 „	23,15 „	2,32 „
						39,92 ₰

1 Tonne, in der Richtung 1—6 zu befördern, kostet 39,9 ₰.

Fahrt in der Richtung Strecke 6—1.

Nr.	l	tg α	K	K_1	$K + K_1$	$(K + K_1)l$
6	0,1 km	— 0,01	10,05 ₰	9,47 ₰	19,52 ₰	1,95 ₰
5	0,3 „	— 0,05	12,12 „	12,95 „	25,07 „	7,52 „
4	0,2 „	— 0,02	8,46 „	10,20 „	18,66 „	3,73 „
3	0,1 „	0	12,12 „	8,82 „	20,94 „	2,09 „
2	0,5 „	+ 0,01	14,91 „	8,24 „	23,15 „	11,58 „
1	0,2 „	+ 0,02	18,78 „	7,71 „	26,49 „	5,30 „
						32,17 ₰

1 Tonne, in der Richtung 6—1 zu befördern, kostet 32,2 ₰.

Berechnung nach dem Verfahren von Léchalas.

Aus der Gleichung

$$E = \frac{Z}{G} \,.\, 100 = \frac{Q}{G}\, 100\, (\mu + \operatorname{tg} \alpha) + 100 \operatorname{tg} \alpha = 10{,}50 + 450 \operatorname{tg} \alpha$$

berechnet man, die Steigungen positiv, die Gefälle negativ aufgefasst, die für die einzelnen Strecken gültigen Werte von E, hiermit sodann aus der Gleichung

$$v = 1{,}94 - 0{,}0735\, E + 0{,}00105\, E^2 - 0{,}000007\, E^3$$

die entsprechenden Werte der Geschwindigkeit und aus der Beziehung $\frac{1000\,l}{v}$ die Fahrzeiten für die einzelnen Strecken.

Das Ergebnis der Berechnung ist in den nachstehenden Tabellen niedergelegt.

Fahrt in der Richtung 1—6.

Nr.	Der Strecke l	tg α	E	v	$\frac{1000\,l}{v}$
1	0,2 km	— 0,02	1,50	1,832 m/Sek.	109,2 Sek.
2	0,5 „	— 0,01	6,00	1,535 „	325,7 „
3	0,1 „	0	10,50	1,276 „	78,4 „
4	0,2 „	+ 0,02	19,50	0,854 „	234,2 „
5	0,3 „	+ 0,05	33,00	0,406 „	738,9 „
6	0,1 „	+ 0,01	15,00	1,050 „	95,2 „
					1581,6 Sek.

Fahrt in der Richtung 6—1.

Nr.	l	tg α	E	v	$\frac{1000\,l}{v}$
6	0,1 km	— 0,01	6,00	1,535 m/Sek.	65,1 Sek.
5	0,3 „	— 0.05	0	1,94 „	154,6 „
4	0,2 „	— 0,02	1,50	1,832 „	109,2 „
3	0,1 „	0	10,50	1,276 „	78,4 „
2	0,5 „	+ 0,01	15,00	1,050 „	476,2 „
1	0,2 „	+ 0,02	19,50	0,854 „	234,2 „
					1117,7 Sek.

Ein beladenes einspänniges Fuhrwerk braucht hiernach zur Hin- und Herfahrt die Zeit von 2699 Sek.

Berechnung nach Durand-Claye.

Zunächst werden bei der Fahrt in der Richtung 1—6 für die verschiedenen steigenden Strecken die Grössen M und C aus den Gleichungen

$$M = \frac{Z}{G} = \frac{1 - \sqrt{0{,}023\,l}}{3} \text{ und } C = \frac{M - \operatorname{tg}\alpha}{\mu + \operatorname{tg}\alpha}$$

entnommen:

Fahrt in der Richtung 1—6.

Nr.	Der Strecke l	tg α	Absol. Steigung (Fall) h	M	Z	C
1	200 m	— 0,02	— 4 m			
2	500 „	— 0,01	— 5 „			
3	100 „	0	0 „			
4	200 „	+ 0,02	+ 4 „	0,311	124	5,82
5	300 „	+ 0,05	+ 15 „	0,306	122	3,20
6	100 „	+ 0,01	+ 1 „	0,317	127	7,68
	$\Sigma l = 1400$ m		$\Sigma h = + 11$ m			

Mit dem Kleinstwert $C = 3{,}20$ und den Widerstandszahlen $\mu = 0{,}03$ und $\mu_0 = 0{,}143$ wird alsdann aus

$$\mathfrak{A} = \left(\mu + \frac{\mu_0}{C}\right) \Sigma l + \left(1 + \frac{1}{C}\right) \Sigma h$$

die Arbeitsgrösse $\mathfrak{A} = 0{,}0747\ \Sigma l + 1{,}3125\ \Sigma h = 119{,}0175$ und mit $\nu = 18$ die relative Länge

$$l_0 = \nu \, . \, \mathfrak{A} = 2142 \text{ m berechnet.}$$

In gleicher Weise erhält man für die

Fahrt in der Richtung 6—1

Nr.	der Strecke l	tg α	Absol. Steigung (Fall) h	M	Z	C
6	100 m	— 0,01	— 1			
5	300 „	— 0,023	— 6,9			
4	200 „	— 0,02	— 4			
3	100 „	0	0			
2	500 „	+ 0,01	+ 5	0,297	119	7,18
1	200 „	+ 0,02	+ 4	0,311	124	5,82
	$\Sigma l = 1400$ m		$\Sigma h = -2,9$			

Für das Bremsgefälle — 0,05 ist mit Rücksicht auf die Gleichung

$$\operatorname{tg} \alpha = -\frac{Q}{Q+G} \cdot \mu = -\frac{C}{C+1} \cdot \mu$$

$\operatorname{tg} \alpha = -0,023$ gesetzt worden.

Mit $C = 5,82$ wird jetzt

$$\mathfrak{A} = 0,05457 \, \Sigma l + 1,1718 \, \Sigma h = 73,00$$

und

$$l_0' = \nu \, . \, \mathfrak{A} = 1314 \text{ m};$$

die wagrechte Ersatzstrecke für den Verkehr in beiderlei Richtung beträgt demnach 2142 + 1314 = 3456 m.

Ausführliche Beispiele aus der Praxis siehe:

Voiges, Wissenschaftliches aus dem Strassenbau, Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 543; v. Willmann, Strassenbau, Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, 2. Gruppe, 4. Heft, Leipzig 1895, S. 12—18; Laissle, Kap. VIII „Strassenbau" im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Bd., 4. Abt. 3. Aufl., Leipzig 1902, S. 52—55.

b) Ausarbeitung des Bau-Entwurfs.

1. Ermittelung der günstigsten Lage der Strassenlinie.

Nachdem entschieden worden, welche von den möglichen Strassenlinien zum Baue gelangen soll, muss deren Lage wiederholt geprüft und noch genauer als bisher bestimmt werden, so zwar, dass sich die Erdmassenbewegung möglichst zweckmässig gestaltet und überhaupt durch die Anlage der beabsichtigte Zweck in jeder Hinsicht mit den geringsten Mitteln erzielt wird. Hierzu ist jedoch erforderlich, dass das Ergebnis der vorausgegangenen Arbeiten schon soweit zutreffend war, dass es sich nur noch um kleine Verschiebungen im wagrechten und lotrechten Sinne handelt.

Bietet das Gelände keine besonderen Schwierigkeiten, so dass schon das ursprünglich in die Karte eingetragene und hernach auf dem Felde berichtigte Vieleck mit der richtigen Linie nahezu zusammenfällt, so werden die jetzt auszuführenden Änderungen jedenfalls nur unbedeutend sein und sich vornehmlich auf Verschiebungen im lotrechten Sinne beschränken, und es werden einfache Überlegungen und Vergleichungen hinreichen, um die Linie soweit festzulegen, dass ihre endgültige Absteckung auf dem Felde erfolgen kann.

Wenn dagegen ein bewegtes Gelände vorliegt, wo auch kleine Verschiebungen einen bedeutenden Einfluss auf die Grösse der Erdarbeiten, Kunstbauten usw. auf längere Strecken hin ausüben und neben lotrechten auch wagrechte Verschiebungen vorkommen, so wird der schon erwähnte, mit Schichtenlinien ver-

sehene Geländestreifen benützt, um durch planmässiges Probieren, wobei Längen- und Querschnitte gezeichnet und Massenberechnungen angestellt werden, die beste Lage der Strassenachse aufzusuchen.

Wenn Karten mit Höhenkurven von vorneherein zur Verfügung sind, was allerdings seltener der Fall sein wird, so ist natürlich schon das Aufsuchen der möglichen Strassenrichtungen und die Entscheidung für die eine oder andere wesentlich erleichtert, doch darf der Massstab dieser Karten nicht zu klein sein, um die Einzelheiten der Bodenform deutlich genug erkennen zu lassen. Als mindestens erforderlichen Massstab kann man 1 : 2500 oder 1 : 2000 bezeichnen. Bei kleinerem Massstabe lässt sich die Strassenachse, die sich der Bodenoberfläche möglichst anschmiegen soll, nicht mehr sicher genug eintragen und es sind beträchtliche Abweichungen und infolgedessen wesentliche Verschiebungen beim Übergang auf das Feld nicht zu vermeiden.

2. Übertragung der Linie auf das Feld.

In der Regel wird die in der besprochenen Weise festgelegte Strassenachse, wenn nicht besondere Gründe dagegen sprechen, sofort auf das Feld übertragen. Dabei beginnt man gewöhnlich mit dem Ausstecken der Geraden, indem man ihre Schnittpunkte markiert und die Winkel misst, die sie miteinander einschliessen. Zuweilen kann es zweckmässig sein, scharfe Kurven zu übertragen und die sie berührenden Geraden ihnen anzupassen.

Was insbesondere die Absteckung der Kreisbögen betrifft, die zur Verbindung der geraden Richtungen dienen, so mögen die gewöhnlich angewendeten Verfahrungsweisen eine kurze Besprechung hier finden [1]).

a) Absteckung des Kreisbogens mittels rechtwinkeliger Koordinaten von der Tangente aus, wenn der Berührungspunkt den Ursprung des Achsenkreuzes bildet.

α) Die Abszissenunterschiede der abgesteckten Punkte sind einander gleich. Sind in Abb. 60 OB und O_1B zwei Berührende des Kreises, und S der Scheitelpunkt desselben, so gilt bekanntlich

$$OB = O_1B = r \,.\, \operatorname{cotg} \varphi/_2 \quad . \qquad (94$$

$$BS = r \,.\, \operatorname{tg} (45^0 - \varphi/_4) \operatorname{cotg} \varphi/_2 \qquad (95$$

und für irgend einen Kreispunkt P mit der Abszisse x ist die Ordinate

$$y = r - \sqrt{r^2 - x^2} \quad . \qquad (96$$

die leicht zu berechnen ist, gewöhnlich aber aus Tabellen entnommen wird. Sollten die Ordinaten gegen den Scheitel hin zu lang ausfallen, so legt man eine Zwischenberührende S B′ und steckt von S aus ebenso ab wie vorher von O

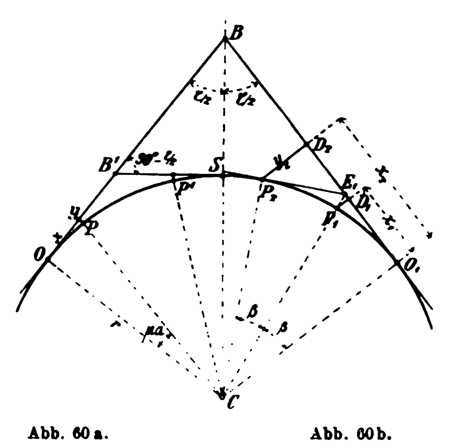


Abb. 60 a. Abb. 60 b.

[1]) Bauernfeind, Elemente der Vermessungskunde, 2. Bd. Vogler, Grundlehren der Kulturtechnik, 6. Abschnitt, Trassieren, 3. Aufl., Berlin 1903. Sarrazin u. Oberbeck, Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbögen mit und ohne Übergangsbögen etc., 14. Auflage, Berlin 1904. Knoll-Weitbrecht, Taschenbuch zum Abstecken der Kurven an Strassen und Eisenbahnen, 2. Auflage, Stuttgart 1902. Eine sehr gute Zusammenstellung der Absteckungsmethoden gerade für die vorliegenden Zwecke gibt Prof. Müller in Poppelsdorf im Kalender von Schlebach für Vermessungswesen und Kulturtechnik 1905, S. 112 ff.

β) Die Bogenstücke zwischen den abgesteckten Punkten sind einander gleich.

Wünscht man gleiche Bogenstücke zu haben, so empfiehlt es sich, die bekannte Länge des zwischen den Berührungspunkten O und O_1 gelegenen Kreisbogens in eine gerade ($2\,\nu$) Anzahl Teile zu teilen; dann entspricht nach den Bezeichnungen der Abb. 60a jedem Bogenstücke zwischen 2 abzusteckenden Punkten der Mittelpunktswinkel

$$\alpha = \frac{180^0 - \varphi}{2\,\nu} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (97$$

und die Länge $\qquad l = 0{,}01745\,\alpha\,.\,r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (98$

wenn α in Grad ausgedrückt wurde.

Für irgend einen abzusteckenden Bogenpunkt P, der um das Bogenstück $OP = \mu\,.\,l$ von O entfernt liegt, ist

$$x = r\,.\,\sin\mu\,\alpha \text{ und } y = 2\,r\,.\,\sin^2\frac{\mu\,\alpha}{2} \quad . \quad . \qquad (99$$

γ) Der zur Absteckung verfügbare Raum ist beschränkt.

Ein einfaches Verfahren besteht darin, dass man von einer Berührenden aus nur 2 Kurvenpunkte absteckt und sodann auf eine andere Berührende übergeht, um dort ebenso zu verfahren. Sind in Abb. 60b P_1 und P_2 2 Punkte, die je durch den Mittelpunktswinkel β bestimmt sind, so berechnet man sich die zugehörigen Koordinaten

$$\left.\begin{array}{ll} O_1\,D_1 = x_1 = r\,.\,\sin\beta & O_1\,D_2 = x_2 = r\,.\,\sin 2\beta \\ D_1\,P_1 = y_1 = 2\,r\,.\,\sin^2\beta/_2 & D_2\,P_2 = y_2 = 2\,r\,.\,\sin^2\beta \end{array}\right\} . \qquad (100$$

und sodann das Stück $D_1\,E_1$, um das der Fusspunkt D_1 der Ordinate $D_1\,P_1$ vom Schnitt E_1 der im Punkte P_2 gezogenen Brührenden mit der ursprünglichen Berührenden O_1 B abweicht, nämlich

$$D_1\,E_1 = y_1\,.\,\mathrm{tg}\,\beta \quad , \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (101$$

steckt sodann von der ersten Berührenden O_1 B aus in der gewöhnlichen Weise die Punkte P_1 und P_2 ab, bestimmt durch Abtragen der Strecke $D_1\,E_1$ die neue Berührende $E_1\,P_2$ und benützt diese von P_2 aus ebenso wie vorher die O_1 B von O_1 aus usw.

Abb. 61.

Bei einem anderen Verfahren zur Raumersparnis benützt man die Sehne als Abszissenachse, indem man nach Abb. 61 zuerst von der Berührenden O B aus die Abszisse $O\,D = x_1 = r\,.\,\sin\alpha$ und die Ordinate $D\,P_1 = y_1 = 2\,r\,.\,\sin^2\alpha/_2$ abträgt, sodann die Sehne $O\,P_1$ bestimmt und von ihr aus

$$\left.\begin{array}{l} P_1\,D_1 = 2\,r\,.\,\sin\,\alpha/_2\,.\,\cos\,\alpha \\ D_1\,P_2 = 2\,r\,.\,\sin\,\alpha/_2\,.\,\sin\,\alpha \end{array}\right\} \quad . \qquad (102$$

oder, weil $\sin\,\alpha/_2 = \sin\left(\frac{b}{2\,r}\right) = \frac{b}{2\,r} - {}^1/_6\left(\frac{b}{2\,r}\right)^3$

(b die Bogenlänge $O\,P_1$, die dem Mittelpunktswinkel α zugehört), und daher die Sehne $2\,r\,.\,\sin\,\alpha/_2 = b\left(1 - {}^1/_{24}\,\frac{b^2}{r^2}\right)$ = nahezu b

$$P_1\,D_1 = b\,.\,\cos\,\alpha \qquad D_1\,P_2 = b\,.\,\sin\,\alpha \quad . \quad . \qquad (103$$

nach Ausweis der Figur abträgt. Sodann wird die Sehne $P_1\,P_2$ verlängert und von P_2 ebenso, wie vorhin von P_1 aus verfahren.

b) Absteckung des Kreises mittels Polarkoordinaten.

Das hier in Rede stehende Verfahren beruht auf der Tatsache, dass nach Abb. 62 die Winkel BOP_1, P_1OP_2, P_2OP_3 .. einander und der Hälfte von β gleich sind, wenn OB eine Berührende und OP_1, OP_2, OP_3 .. Sehnen des Kreises sind unter der Voraussetzung gleicher Bogenlängen $OP_1 = P_1P_2 = P_2P_3 .. = b = 0{,}01745\,\beta r$ mit zugehörigem Mittelpunktswinkel β; und es wird zuweilen in der Art ausgeführt, dass man in O ein Winkelmessinstrument aufstellt, der Reihe nach in die Richtungen OB, OP_1 .. einrichtet und jedesmal von den beiden im Abstande b gehaltenen Stäben den einen einwinkt, während der andere auf dem unmittelbar vorher bestimmten Kurvenpunkte steht. Besser aber ist es, wenn man den Endpunkt des Bogens, beispielsweise P_3, von vornherein festlegt und von ihm aus, gegen den Instrumentenstandpunkt O hin fortschreitend, die Schnittpunkte der konstanten Sehnenlängen mit den zugehörigen Sehstrahlen aufsucht[1]).

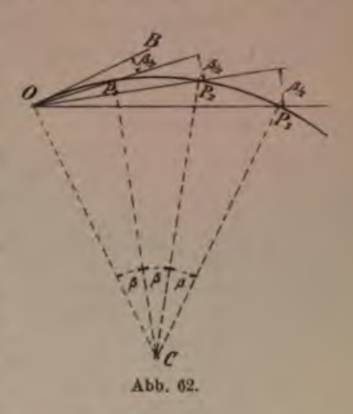


Abb. 62.

Die unter a,α und a,β beschriebenen Absteckungsverfahren haben den Vorzug, dass die Absteckung des einzelnen Kurvenpunktes unabhängig von der eines andern ist und ein bei einem der Punkte begangener Fehler sich nicht auf die folgenden Punkte überträgt; sie werden deshalb, wo es die örtlichen Verhältnisse gestatten, gerne benützt. Sonst kommen die übrigen Verfahren zur Anwendung und unter ihnen verdient wohl das unter b zuletzt beschriebene den Vorzug vor den anderen.

3. Aufnahme des Längennivellements und der Querprofile. Anfertigung der Pläne.

Die auf dem Felde abgesteckte Linie wird, ebenso wie die zuvor gezeichnete, in bekannter Weise nach Haupt- und Zwischenpunkten verpflockt (stationiert), sodann einnivelliert und im Plane aufgetragen. Ausserdem wird es notwendig, um den Strassenkörper in allen Einzelheiten endgültig feststellen und die genaue Massenberechnung vornehmen zu können, Querschnitte (Querprofile) in genügender Ausdehnung besonders abzustecken und aufzunehmen, falls nicht etwa der schon benützte Schichtenlinien-Plan einen genügend grossen Massstab besass. Näheres über Querschnitte ist gleichfalls schon früher mitgeteilt worden. Dieselben werden unverzerrt, gewöhnlich im Massstabe 1 : 100 gezeichnet, um zu verschiedenen in der Folge zu besprechenden Zwecken verwertet zu werden. Bezüglich der übrigen Pläne mag das notwendigste aus den aufgenommenen Bestimmungen und Erlassen entnommen werden.

Preussische „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen vom 17. Mai 1871“[2]), die vor Überweisung der Chausseen an die Provinzialverwaltungen in allen preussischen Provinzen allgemeine Gültigkeit hatte und auch heute noch insofern zu Recht besteht, als ihre Aufhebung nicht erfolgte. Wenn auch die Provinzialverwaltungen davon abweichende Bestimmungen erlassen haben, kann diese Instruktion doch als eine gute Norm angeführt werden.

---

[1]) Vogler, Grundlehren der Kulturtechnik, 3. Auflage, S. 540.
[2]) Zeitschrift für Bauwesen, 1871, S. 421 ff.

Erster Teil.

Aufstellung der Projekte.

Erster Abschnitt.

Situationspläne, Längen- und Querprofile, Bauzeichnungen.

§ 1. Zu jedem Projekte eines Strassenzugs gehören an Karten:

a) eine Übersichtskarte,
b) spezielle Situationspläne und event.
c) Detail-Pläne.

§ 2. (Übersichtskarten.) Die Übersichtskarte ist in einem Massstabe von 1 : 20 000 bis 1 : 200 000 zu geben und sind hierzu entweder gute vorhandene Karten, soweit sie im Handel zu haben sind, zu verwenden, oder gesonderte Auszüge in entsprechender Ausdehnung zu fertigen.

In dieser Karte sind alle konkurrierenden Linien, die Stationierung des Strassenzuges nach Hauptstationen und die Anschlusspunkte oder bestehenden Verbindungen mit bereits ausgebauten Strassen einzutragen.

§ 3. (Spezielle Situationspläne). Der spezielle Situationsplan ist:

a) wenn es nur auf Darstellung des Strassenprojekts ankommt, in einem Massstabe von 1 : 5000 der natürlichen Grösse;
b) wenn derselbe gleichzeitig als Expropriationskarte dienen soll, in einem Massstabe, anschliessend an den der Flurkarten oder Kataster-Aufnahmen zu zeichnen, während
c) zur Darstellung besonders schwieriger Situationen, wie z. B. beim Durchgange durch Ortschaften und zu denjenigen Grundrissen, welche die Lage zugehöriger grösserer Brücken oder vorkommender Dienstwohnungen etc. verdeutlichen sollen, ein Massstab von 1 : 1000, oder, wenn entsprechende Pläne vorhanden sind, ein solcher von 1 : 625 bis 1 : 1250 der natürlichen Grösse zugrunde zu legen ist.

Zur Anfertigung der unter a und b genannten Karten ist nur dann eine besondere geometrische Aufnahme der für ihre Zwecke wichtigen Gegenstände, als Strassen, Wege, Eisenbahnen, Gewässer, Brücken, Steinbrüche, Kiesgruben, Kulturverhältnisse, Grenzen aller Art erforderlich, wenn von der darzustellenden Situation keine zu anderen Zwecken amtlich und in hinreichend grossen Massstäben angefertigte Karten vorhanden oder nur schwierig herbeizuschaffen sind.

In allen anderen Fällen ist aus der vorhandenen Karte ein Extrakt zu entnehmen und in demselben, eventuell in der nach besonderer Aufnahme dargestellten Karte, die Situation in genügender Breite von wenigstens 100 Meter zu jeder Seite des projektierten Strassenzuges anzugeben.

In dem speziellen Situationsplane ist alles Bestehende schwarz, alles auf das Projekt Bezügliche zinnoberrot einzutragen und ebenso zu beschreiben.

Die Terrains sind in den gebräuchlichen Farben, insbesondere aber die alten Wege blassbraun und die neue Strasse, sofern sie in voller Breite aufgetragen ist, blassrot anzulegen. In der Regel wird es genügen, den projektierten Strassenzug in seiner Mittellinie darzustellen.

Diese Mittellinie ist in Stationen von je 100 m Länge zu teilen, die mit 0 am Anfangspunkte beginnend, mit nach rechts fortlaufenden Zahlen bezeichnet werden. Ausserdem ist bei je 50 m ein Zwischenpunkt einzuschalten. Jede zehnte Station wird durch Beschreibung einer ebenso beginnenden fortlaufenden römischen Zahl als Hauptstation hervorgehoben. Strassenzüge von mehr als 5000 m Länge sind in Sektionen zu teilen, welche mit ganzen Stationen oder mit den Grenzen der einzelnen bauenden Gemeinden abschneiden. Die Stationen laufen jedoch durch.

Jede Sektion muss mit einer Anschlusslinie, welche durch einen festen Punkt geht und mit korrespondierenden Nummern bezeichnet wird, anfangen und endigen.

Die Darstellung der Situation ist drei Stationen über beide Anschlusslinien hinaus auszudehnen, jedoch nur in einfachen schwarzen Linien zu zeichnen.

Der spezielle Situationsplan ist sektionsweise auf einzelne Blätter zu zeichnen, denen nur wenig über 1 m Länge zu geben ist.

Bei Strassenzügen von annähernd gerader Richtung kann ein Blatt, soferne es zum Zusammenklappen eingerichtet ist, auch mehrere zusammenhängende Sektionen enthalten.

Diese Karten müssen auf Papier gezeichnet sein, welches vorher auf Leinwand aufgezogen ist.

Die sämtlichen Karten, Längenprofile und Zeichnungen eines Wegeprojektes sind in einer Mappe vorzulegen, welche in der Regel nur wenig über 1 m lang und über 0,7 m breit sein darf.

§ 4. (Längenprofil.) Das Längenprofil, welches den Vertikalschnitt des projektierten Strassenzuges in der Mittellinie desselben zeigt und sich aus dem Nivellement dieser Linie ergibt, ist unter Beachtung nachfolgender Punkte und der anliegenden Zeichnung anzufertigen:

a) Die Längen werden nach dem Massstabe des zugehörigen Situationsplans, in der Regel im Verhältnis von 1 : 5000 der natürlichen Grösse,

b) die Höhen nach einem 25 mal grösseren Massstabe, also im Verhältnisse von 1 : 200, so dass 5 mm einen Meter darstellen, aufgetragen. Mehr als zwei Dezimalstellen sind nicht zu vermerken.

c) Die Stationierung erfolgt von links nach rechts, wie bei der Mittellinie des Strassenzuges im Situationsplane, ebenso

d) die Einteilung in Sektionen, die darüber hinausgehende lineare Darstellung der Anschlussstrecken des Längenprofils und die Zusammenlegung mehrerer Sektionen.

e) Wenn ein Nivellement als Fortsetzung eines, schon in dieser Art festgelegten älteren Nivellements zu betrachten ist, so muss das neuere an den nächsten festen Punkt des älteren angeschlossen werden.

f) Zur Verbindung eines neuen Nivellements mit einem schon vorhandenen älteren, an den Grenzen zweier Verwaltungsbezirke, sind die in dem älteren festgelegten nächsten Punkte auch in das neue Profil aufzunehmen.

g) Die Normalhorizontale ist etwa 10 m unter den tiefsten Punkt, und zwar tunlichst im Anschlusse an einen in der Gegend bekannten Festpunkt, oder an den Nullpunkt eines Hauptpegels anschliessend zu legen. Die Höhenlage dieser Horizontalen gegen den bezeichneten Festpunkt ist in dem Längenprofil anzugeben.

h) Bei bedeutenden Höhenunterschieden sind zur leichteren Übersicht Parallellinien in Abständen von 10 m über den Normal-Horizontalen zu ziehen, während die Ordinatenzahlen stets auf die Normal-Horizontale zu beziehen sind.

i) Die Höhenlage der Terrainpunkte wird nach der Kopfhöhe der Nivellementspfähle aufgetragen, weshalb diese mit ihrem Kopfe der Terrainhöhe sich anzuschliessen haben.
Zur Bezeichnung des Nivellements-Pfahles ist ein besonderer Stationspfahl zu schlagen.

k) Die zwischen den ganzen und halben Stationspunkten durch die Unebenheiten des Terrains bedingten Nivellementspunkte erhalten keine besondere Nummer, sondern werden nach ihrer Entfernung vom vorhergehenden Stationspunkte bezeichnet.

l) Die Ordinaten der Hauptstationen sind mit stärkeren, die der anderen Stationen und Zwischenpunkte mit schwächeren schwarzen Linien auszuziehen. Die Terrainlinie ist in kräftiger schwarzer, die Planumslinie der Strasse in kräftiger zinnoberroter Linie anzugeben.
Unter den Normal-Horizontalen sind in besonderen Reihen die Beschaffenheit des Bodens mit Farbe und Schrift, sowie die Gefällsverhältnisse mit roten Ziffern anzugeben. Nahe über den Normal-Horizontalen sind die Entfernungen der Stationen und Zwischenpunkte, und darüber längs den Ordinatenlinien die Terrain-Ordinaten in Schwarz, über diesen aber die Planumsordinaten in Zinnoberrot in regelmässiger und übersichtlicher Anordnung einzutragen.

m) Bei allen Gewässern, welche die projektierte Strassenlinie durchschneiden oder berühren, sind ausser der Sohle die tunlichst zuverlässig zu ermittelnden höchsten und niedrigsten Wasserstände anzugeben. Die Tiefe der Moore ist nach speziellen Untersuchungen einzuzeichnen. Brücken, Durchlässe, Sockel und Türschwellenhöhen benachbarter Gebäude und sonstige in Betracht kommende Objekte müssen ebenfalls eingetragen werden.

n) Die über der projektierten Planumslinie liegenden Abträge sind schwärzlich, die unter derselben liegenden Aufträge rot anzulegen.

o) Die Sohlen der Seitengräben werden nur da eingetragen, wo ihr Gefälle von dem der Strasse abweicht, und zwar die auf der rechten Seite der Strasse in blauer Linie, die auf der linken Seite blau punktiert.

p) Die absolute Höhe des Abtrages ist unter der Planumslinie mit schwarzen, und die des Auftrages über dieser Linie mit zinnoberroten Zahlen einzuschreiben. Dieselbe ist auf zwei Dezimalstellen abzurunden.

q) Alle in der Strassenlinie zu errichtenden Bauwerke als: Brücken, Durchlässe etc. sind in charakteristischer Weise mit zinnoberroten Linien einzutragen und über der Planumslinie unter Angabe ihrer Weite mit der gleichen Schrift zu benennen.
Die Ausdehnung und Benennung der durchschnittenen Ortschaften ist unter der Planumslinie anzugeben.

§ 5. (Querprofile.) Querprofile müssen von denjenigen Punkten des Längenprofils rechtwinklig gegen die Mittellinie des Strassenplanums aufgenommen werden, bei welchen erhebliche Veränderungen der Terrainoberfläche vorkommen oder angrenzende Gebäude, Mauern,

abgehende Wege etc., welche eine Berücksichtigung bei Bestimmung der Planumshöhe verlangen, solches erfordern.

Die Querprofile sind nach dem Höhenmassstabe des Längenprofils, d. i. 1 : 200 der natürlichen Grösse, zu zeichnen.

In der Mitte über jedem Querprofil ist die betreffende Stationsnummer in schwarzen arabischen Ziffern, und unter jedem eine Horizontale einzutragen, von welcher die Ordinaten des Querprofils ausgehen. Die durch den Schnittpunkt des letzteren mit der Mittellinie des Planums gehende Ordinate ist stärker auszuziehen und mit den im Längenprofil angegebenen Höhenzahlen in den charakteristischen Farben zu beschreiben.

In der Regel sind die Querprofile auf gewöhnliche, aber geheftete Papierbogen in einfachen schwarzen Linien, die darin dargestellten Querschnitte der projektierten Strassen-Anlage aber in roten Linien zu zeichnen. Die Oberfläche des Planums ist stets durch eine gerade horizontale Linie darzustellen.

In dem Strassenprojekte sind ausserdem ein oder zwei Normalprofile, welche die Konstruktion der Steinbahn mit ihren Abmessungen, die Breiten der Bankette, die Quergefälle, die Stellungen der Futtermauern, Böschungen, der Bäume und Geländer etc. zeigen, im Massstabe 1 : 100 der natürlichen Grösse beizugeben.

§ 6. (Projekte zu den Kunstbauten.) Für die Entwürfe zu den projektierten Bauten sind folgende Massstäbe anzuwenden:

a) für Durchlässe und Brücken bis 50 m lichter Weite, 1 : 100 der natürlichen Grösse;
b) für grössere Brücken ist ein kleinerer Massstab zulässig, dagegen sind alle Detailzeichnungen, namentlich von komplizierten Holz- und von allen Eisen-Konstruktionen, in einem Massstabe von $^1/_{50}$, $^1/_{25}$ und bis zu $^1/_{10}$ der natürlichen Grösse, je nachdem eine deutliche Darstellung dies erfordert, aufzutragen;
c) für die Dienstgebäude, Futtermauern etc. genügt der Massstab 1 : 100.

§ 7. In den Projekten zu Brücken von mehr als 5 m lichter Weite müssen an den Stellen, wo die erforderlichen Bodenuntersuchungen stattgefunden haben, die Ergebnisse derselben durch schichtenweise Darstellung der ermittelten Bodenarten und deren berechnete Höhenlage gegen die dem Längenprofil des Strassenzuges zugrunde gelegte Horizontale angegeben werden. Ausserdem müssen die ermittelten niedrigsten, mittleren und höchsten Wasserstände in dem Querprofile des Wasserlaufes an der Brücken-Baustelle in blauen Linien eingetragen sein, während die projektierte Planumslinie zinnoberrot auszuziehen ist.

§ 8. (Allgemeine Bestimmungen.) Sämtliche Karten und Situationspläne sind mit einer Nordlinie und ebenso wie die Längenprofile und Bauzeichnungen mit den entsprechenden Massstäben zu versehen.

Über jeden Massstab ist das Verhältnis desselben zur natürlichen Grösse anzugeben.

In sämtlichen Zeichnungen sind ausserdem die wichtigsten Abmessungen deutlich einzutragen.

Unter den Zeichnungen soll stets der Name und Amtscharakter derjenigen, welche die Aufnahme gemacht und das Projekt bearbeitet haben, die Zeit der Aufnahme oder der Anfertigung, sowie der Vorrevisionsvermerk unter Angabe des Ortes und der Zeit etc. angegeben werden, wogegen links oben das Datum des Kostenanschlags, event. des Berichtes, dem dieselben als Anlage dienen, zu vermerken ist.

§ 9. Die Expropriationskarten und Nivellements müssen, soferne sie zur Baurevision gelangen und amtlich benützt werden sollen und nicht von Königlichen Baubeamten aufgenommen sind, entweder von vereideten Feldmessern beschafft oder vorschriftsmässig revidiert sein.

Bayerische Ministerial-Entschliessung vom 26. März 1874 Nr. 3724 (A. Bl. d. Minist. des Innern Nr. 18, S. 210), Behandlung der Projekte für Staatsstrassen, Brücken, Durchlässe usw. betrffd.:

Mit Rücksicht auf das an Stelle des Fussmasses getretene Metermass und aus sonstigem Anlasse werden zum Zwecke gleichmässiger Bearbeitung der Projekte für Um- und Neubau von Staatsstrassen, Brücken, Durchlässen usw. folgende Vorschriften bekannt gegeben, innerhalb welcher den Lokalverhältnissen Rechnung getragen werden kann, während allenfalls notwendige Abweichungen hiervon in jedem einzelnen Falle gehörig zu motivieren sind.

1. Als Übersichtskarten für grössere Strassenprojekte haben die topographischen Blätter und als Situationspläne in der Regel die Steuerblätter zu dienen, in welche die Projekte, unter Einschreibung der Radienlängen bei den Strassenkurven, einzutragen sind.

Werden Situationspläne in grösserem Massstabe notwendig, so sollen hierfür je nach den darzustellenden Verhältnissen die Massstäbe 1 : 2500, 1 : 2000, 1 : 1500 und 1 : 1000 gewählt und auf dem Plane der Massstab und die Nordlinie angegeben werden.

2. Die Stationen eines Strassennivellements sind zu 100 m Länge anzunehmen und mit fortlaufenden arabischen Ziffern zu bezeichnen.

Wo das natürliche Terrain nach Länge oder Breite der Strasse in vertikaler Beziehung sich erheblich ändert, oder wo die neue Strassenlinie selbst einen vertikalen Bruch erleidet, sollen innerhalb jeder Station Zwischenpunkte aufgenommen und mit kleinen römischen Buchstaben bezeichnet werden.

Für diese Haupt- und Zwischenpunkte sind entsprechende Querprofile herzustellen.

3. Der Horizont des Nivellements ist 5 m über den höchsten Punkt des Projekts zu legen und ist hierbei an einen, in der Gegend bekannten Festpunkt oder an den Nullpunkt eines Pegels anzuschliessen, womöglich ist auch Rücksicht auf allenfallsige Heranziehung des k. bayerischen Eisenbahn-Horizonts zu nehmen.

4. Kommen Horizontalkurven in Anwendung, so soll deren Höhenabstand untereinander je nach der Massstabgrösse $2^1/_2$ bis 1 m betragen.

5. Für die Längen des Nivellements dient der Massstab von 1 : 1000, dann für die Höhen desselben und für die Querprofile derjenige von 1 : 100.

6. Die Abtragsflächen sind im Längen-Nivellement gelb, diejenigen des Auftrags karminrot und das Bestehende in Tusch anzulegen, dagegen die Querprofile für die Erdberechnung nur in roten und schwarzen Linien zu zeichnen.

Hochwasserstände sollen mit blauer Linie angegeben werden, und wenn die Sohle der Strassengräben im Längennivellement dargestellt werden muss, so ist sich der punktierten blauen Linie hierfür zu bedienen.

7. Unmittelbar unter der Horizontlinie und parallel mit derselben sollen die Entfernungen der einzelnen Nivellementspunkte voneinander in schwarzen Ziffern, sodann unterhalb diesen an jedem Zwischen- und Stationspunkte links von der senkrechten Linie und parallel mit dieser in schwarzen Ziffern die Kote des natürlichen Terrains und rechts der senkrechten Linie in roten Ziffern die Kote der projektierten Strasse, und zwar der Strassenoberfläche in der Achse, dann unterhalb dieser Zahlen wagrecht und ebenfalls in roten Ziffern die Höhe des Auftrages mit dem + Zeichen und diejenige des Abtrages mit dem — Zeichen eingeschrieben werden.

Darunter sind dann noch in roten Ziffern die relativen Prozentgefälle und die Längen der einzelnen Strecken anzugeben, sowie die Grenzen letzterer an den senkrechten Linien zu markieren.

8. Das Mass des kleinsten Radius für die Strassenkurven soll in der Regel nicht unter 30 m betragen und hat hierbei nötigenfalls auch eine entsprechende Verbreiterung der Strasse in Anwendung zu kommen.

9. Die Maximalsteigung der Strasse darf in der Regel 5 % nicht überschreiten.

10. Horizontale Strassenstrecken sind möglichst zu vermeiden und selbst in ebenem Lande nur bei ganz freier Lage der Strasse und vollständiger Entwässerung des Terrains anzuwenden.

11. Die Strassenbreite muss für jeden einzelnen Fall den Lokalverhältnissen angepasst werden. Jedoch soll die Breite der Fahrbahn nicht unter 4,7 m und diejenige einer Fussbank in der Regel nicht unter 0,9 m betragen.

12. Die Mitte der Strassenoberfläche hat sich mindestens $^1/_{20}$ der halben Strassenbreite über dem äusseren Rande derselben zu erheben, und ist letzterer wenigstens 0,45 m über den höchsten Wasserstand und an Stellen, wo kein Einschnitt stattfindet, eben so hoch über das natürliche Terrain zu legen.

13. Strassengräben sollen eine Sohlenbreite und Tiefe von mindestens 0,3 m erhalten und ihre Böschungen in der Regel $1^1/_2$malig hergestellt werden.

14. Im bergigen Terrain müssen statt der Gräben gepflasterte Rinnen von 0,75—1,0 m Breite angewendet werden.

15. Die Erdböschungen der Strassendämme und Einschnitte sind je nach der vorkommenden Materialgattung $1^1/_4$—2 malig herzustellen.

16. Strassendämme über moosigem oder nachgiebigem Untergrunde müssen auf 1 m hohe, beiderseitig um 1 m vorspringende Bankette gelegt werden.

17. Kommt Grundpflaster in Anwendung, so soll dieses eine Stärke von wenigstens 0,18 m, dann die hierauf zu liegen kommende Schotterdecke an den Rändern der Fahrbahn mindestens 0,12 und in der Mitte der Strasse 0,15 m Stärke erhalten.

Schotterdecken ohne Grundpflaster müssen in der Strassenmitte wenigstens 0,25 m, Kiesdecken daselbst mindestens 0,30 m Stärke erhalten.

18. Für die Zeichnungen von Durchlässen und Brücken bis zu 50 m Licht-Weite dient der Massstab 1 : 100, ebenso für Futtermauern; für Details dagegen ein Massstab von 1 : 50 bis 1 : 10.

Neben diesen Zeichnungen sind die Resultate der Bodenuntersuchungen anzugeben.

19. Strassendurchlässe sollen in der Regel nicht unter 0,50 m Licht-Weite und Höhe, Röhrendurchlässe nicht unter 0,25 m lichten Durchmesser erhalten, es sei denn, dass dieselben zur Abführung reinen Quellwassers dienen.

20. Die zu setzenden Alleebäume müssen 0,03 m Stärke und 2,5 m Stammhöhe besitzen.

21. Geländerpfosten sind je nach den Lokalverhältnissen in Entfernungen von 2—4 m voneinander anzubringen und der Geländerholm soll wenigstens 0,8 m über der Fussbank-Oberfläche liegen.

Schutzsteine ohne Geländerholm müssen, wenn keine Alleebäume dazwischen zu stehen kommen, in Entfernungen von 1,5—2,0 m gesetzt werden.

In Baden waren in früherer Zeit verschiedene Bestimmungen über die Anfertigungen der Baupläne getroffen worden, welche im Laufe der Zeit mancherlei Änderungen erfahren haben. Durch Verordnung vom 30. Juli 1864 (V.-Bl. v. 1864, S. 15) wurden alle früheren Bestimmungen über die Plan-Anfertigung aufgehoben und folgendes bestimmt [1]):

1. Bei Anfertigung jeden Planes ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass er entweder, wie bei kleineren Bauten, sogleich in Aktenformat gebracht wird oder dass, wenn dies bei grossen Plänen untunlich erscheint, bei späterem Zerschneiden in jenes Format keine die Reinlichkeit und Deutlichkeit der Zeichnung beeinträchtigenden Stücke entstehen.

2. Die Massstäbe sind gleichmässig durchzuführen, und zwar in der Art, dass

a) bei Strassenbauten

für **Situationspläne** in der Regel $^1/_{1000}$, bei Detailaufnahmen durch Ortschaften, wertvolles Gelände, Brückenbaustellen etc. $^1/_{500}$;

bei **Längenprofilen** für die Längen $^1/_{1000}$, für die Höhen $^1/_{500}$;

bei **Querprofilen** für die Längen und Höhen $^1/_{100}$;

für **Bauzeichnungen** je nach der Grösse des Baues $^1/_{50}$ oder $^1/_{100}$;

für **Detailzeichnungen** in der Regel $^1/_{10}$ oder $^1/_{20}$, bei kleinen Gegenständen natürliche Grösse oder $^1/_2$ bis $^1/_5$.

3. Die Situationspläne müssen das Projekt in allen seinen Teilen vollständig darstellen, also den Strassenkörper, die Materialplätze, Gräben, Weg- und Bach-Verlegungen usw. genau bezeichnen.

Das Längenprofil muss die Profile der Parallelgräben, Strassen, Wege etc. angeben. Die Querprofile sind genau so einzuzeichnen, wie sie der Massenberechnung zugrunde liegen. Auch die Querprofile der ausserhalb des Strassenkörpers herzustellenden Erdwerke usw., wie der Wege, Bachkorrektionen, Auffahrten etc. dürfen nicht fehlen.

4. Die Bauzeichnungen sollen alle Details, welche zur Aufstellung eines genauen Kostenüberschlags und zu der seinerzeitigen Abrechnung erfordert werden, darstellen, also namentlich alle nötigen Querschnitte, soweit die in dem Überschlage zu gebende Beschreibung oder Zeichnenskizze dies nicht überflüssig macht.

4. Kostenanschläge im allgemeinen.

Angenäherte Kostenanschläge.

Einen Teil der Bearbeitung eines Strassenentwurfs bildet die Herstellung der Kostenanschläge. Man unterscheidet zunächst **angenäherte**, flüchtige (generelle) und **ausführliche**, eingehende (spezielle) Kostenanschläge. Von ersteren war schon oben die Rede, als ausgesprochen wurde, dass auch Kostenüberschläge zur Entscheidung für die eine oder andere der möglichen Strassenlinien erforderlich werden. Das Bedürfnis nach ihnen tritt überhaupt hervor, sobald die Absicht zur Ausführung eines grösseren technischen Unternehmens gefasst ist, weil es entweder nötig wird, den Vorschlag zur Ausführung zu rechtfertigen, oder aber das Vertrauen von Kreisen zu gewinnen, auf deren Kapitalien man rechnen muss. Die Aufstellung eines angenäherten Kostenanschlags ist keine leichte Sache, sie erfordert vielmehr ein sehr vielseitiges Wissen und eine grosse Erfahrung mit Unternehmungen ähnlicher Art. Die Fähigkeit dazu

---

[1]) Bär, Die Wasser- und Strassenbau-Verwaltung in dem Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1870, S. 246 ff.

erwächst insbesondere aus der wiederholten Beschäftigung mit eingehenden Kostenanschlägen, die den Gegenstand der folgenden Betrachtungen bilden sollen.

Ausführliche Kostenanschläge.

Ein ausführlicher Kostenanschlag für ein einzelnes bedeutenderes Bauwerk, z. B. für grössere Erdarbeiten, eine Brücke u. dergl. setzt sich im allgemeinen aus 5 Teilen zusammen, aus

1. dem Vorberichte,
2. dem Bedingnishefte,
3. den Vorausmassen,
4. dem Preisverzeichnisse und
5. der Kostenberechnung.

Vorbericht.

Der Vorbericht soll ein klares Bild von dem in Frage stehenden Bauwerke und den Verhältnissen, unter denen dasselbe zur Ausführung kommt, erwecken; auch soll derselbe alle jene Punkte berühren, die nicht unmittelbar aus den Plänen entnommen werden können. Er enthält demnach 1. eine kurze Darlegung des Zweckes, dem das Bauwerk genügen soll und der Art und Weise, wie dieser Zweck durch die gewählte Anlage erfüllt wird; 2. die Begründung der gewählten Hauptabmessungen; 3. die Bezeichnung des Materials, das bei dem Baue Verwendung finden soll, samt Angabe der Bezugsorte desselben; 4. Mitteilungen darüber, ob eine Vergebung der Arbeiten an einen Unternehmer erfolgen wird, oder ob die Ausführung auf eigene Rechnung (in Regie) geplant ist, und 5. die kurze Angabe der Gesamtkostensumme als Endergebnis des Anschlages.

Die vorstehend namhaft gemachten Punkte werden je nach Umständen mehr oder weniger ausführlich behandelt, zuweilen wird von dem einen oder andern auch ganz abgesehen, so z. B. von der Begründung der gewählten Abmessungen, wenn es sich um einen sogenannten Akkord-Anschlag handelt, wobei sich der Vorbericht, sozusagen, an den Unternehmer wendet.

Bedingnisheft.

Das Bedingnisheft enthält alle erforderlichen Bestimmungen, die sich auf die vorkommenden Lieferungen und auf die Ausführung der verschiedenen Bauarbeiten beziehen. Es zerfällt in zwei Teile, in

1. Allgemeine Bedingnisse,
2. Besondere Bedingnisse.

Erstere gelten, wie der Name andeutet, für alle Leistungen gemeinschaftlich, sie sind hauptsächlich rechtlicher und kaufmännischer Natur und ordnen insbesondere das zwischen dem Arbeitgeber und dem Arbeitnehmer bestehende Rechtsverhältnis. Die besonderen Bedingnisse dagegen sind in der Hauptsache technischer Art, indem durch sie vor allem eingehend dargelegt wird, wie beschaffen der zu liefernde Gegenstand und die zu leistende Arbeit sein soll. Dazu kommt dann noch die Festlegung der in jedem einzelnen Falle in Betracht kommenden besonderen Verhältnisse. In neuerer Zeit belegt man mit dem Namen „Technische Bedingungen“ die möglichst allgemein gehaltene Darlegung der für die verschiedenen Bauausführungen in technischer Hinsicht zu stellenden Anforderungen. Dann schrumpfen die „besonderen Bedingnisse“, die unter allen Umständen für jede Lieferung oder Arbeit besonders erforderlich werden, auf eine genaue Kennzeichnung der oben schon erwähnten, im einzelnen Falle massgebenden Verhältnisse zusammen, verbunden mit einfachen Hinweisen auf die gültigen allgemeinen, wie auch auf die allgemein abgefassten technischen Bedingungen, deren Forderungen nötigen Falles weiter ausgeführt oder auch entsprechend abgeändert werden.

Näher hierauf einzugehen ist nicht beabsichtigt. Bemerkt sei nur, dass im Bereiche der allgemeinen Bauverwaltung in Preussen bei Vergebung von Arbeiten und Lieferungen allgemeine Bedingungen bestehen, und zwar

A. Bedingungen für die Bewerbung um Arbeiten und Lieferungen vom 16. Februar 1893.
B. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauten vom 16. Februar 1894.
C. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Leistungen und Lieferungen vom 26. Oktober 1888.
D. Zusätze zu den allgemeinen Vertragsbedingungen B und C.

In Bayern sind die Instruktion und die allgemeinen Bedingnisse für die Verakkordierung von Staatsbauarbeiten vom 7. September 1864 aufgehoben worden und an ihre Stelle sind durch allerhöchste Verordnung vom 2. April 1903 die neuen „Vorschriften für die Vergebung staatlicher Arbeiten und Lieferungen" nebst einer Anlage „Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung staatlicher Arbeiten und Lieferungen für Bauzwecke" getreten.

Der Versuch, „Technische Bedingungen" in dem oben erwähnten Sinne aufzustellen, ist z. B. von Oppermann[1]) gemacht worden.

Voraus-masse.

Den umfangreichsten Teil des Kostenanschlags bilden die Vorausmasse, weil in ihnen sämtliche Teile des Bauwerks mit ihren Ausmassen aufgeführt werden müssen. Um hierbei eine gute Übersicht und die Möglichkeit zu erzielen, jede Einzelleistung und jede beliebige Summe gleichartiger Leistungen ohne Schwierigkeit zu entnehmen, muss die Gliederung der Vorausmasse nach sehr einfachen und klaren Gesichtspunkten erfolgen. Die Leistungen werden dabei, nach Arbeitsgattungen getrennt, je nach Umständen, in Raum-, Flächen- und Längeneinheiten ausgedrückt, zuweilen auch nach Stückzahl und ihrem Gewichte angesetzt. Von einer so eingehenden, zergliedernden Darlegung sind nur jene Leistungen ausgeschlossen, bei denen dies nicht möglich oder doch sehr erschwert ist. Für sie kommen dann nur noch Pauschsummen (Aversalbeträge) in Ansatz, die entweder rein erfahrungsgemäss oder auf Grund besonderer Kostenanschläge bestimmt werden.

Preis-verzeichnis.

Das Preisverzeichnis ist nichts anderes als ein Auszug aus der Preisentwickelung; eine einfache Zusammenstellung aller Einheitspreise, die bei einem zu veranschlagenden Bauwerke gerade in Betracht kommen. Eine richtige Entwickelung der Einheitspreise für zusammengesetzte Leistungen ist von der grössten Bedeutung und keineswegs ohne Schwierigkeit. Neben den Einheitspreisen der zu vereinigenden Baustoffe muss die für eine zusammengesetzte Einheit erforderliche Menge jedes Stoffes und der etwa eintretende Baustoff-Verlust bekannt sein, desgleichen das in der Zeiteinheit zu leistende Mass jeder in Betracht kommenden Arbeit, die dafür zu zahlenden Arbeitslöhne und das in einem bestimmten Falle erforderliche Arbeitsmass. Ausserdem sind die Abnützung der zur Anwendung kommenden Werkzeuge, der für technische Aufsicht und als Nutzen des Unternehmers zu rechnende Betrag und noch andere Umstände in Betracht zu ziehen, die sich im allgemeinen nicht näher bestimmen lassen.

Ehe man an die eigentliche Preisentwickelung geht, wird man sich ein Baustoff-Verzeichnis und ein Lohnverzeichnis anlegen. Ersteres enthält die Marktpreise aller erforderlichen Baustoffe, wie sie in Fabriken, bei Geschäftsleuten usw. in Erfahrung gebracht werden können, ausserdem die Bezugsorte derselben und deren Entfernung von der Baustelle oder

[1]) L. Oppermann, K. Reg.- und Baurat a. D., Geh. Baurat, Allgemeine und Technische Bedingungen für die Verdingung und Ausführung von Arbeiten und Lieferungen zu Ingenieur-Bauten, Leipzig 1895.

dem Sitze der Baubehörde, Angaben über die Art der Beförderung der Materialien und die Beschaffenheit der in Betracht kommenden Verkehrswege und endlich Aufzeichnungen über Güte, Gewinnungs- und Verwendungsweise und sonstige bemerkenswerte Erfahrungstatsachen. Im Löhnungsverzeichnisse aber werden zunächst die ortsüblichen Löhne für Aufseher, Steinhauer, Maurer, Zimmerleute und sonstige Bauhandwerker, für Wasserbau-Arbeiter, Mörtelmacher und Handlanger oder Taglöhner, sowie die für ein- und mehrspänniges Fuhrwerk gezahlten Preise zusammengestellt und aus diesen die mit Wahrscheinlichkeit während der Bauzeit zu erwartenden Lohnsätze für einheimische und fremde Arbeiter abgeleitet.

Zu den genannten Verzeichnissen kann dann noch eine Fuhrlohnliste für Material zu den Kunstbauten treten, in der die Preise für die Beförderung eines Kubikmeters Bauholz, Stein, Sand und Kies auf verschiedene Entfernungen hin übersichtlich zusammengestellt werden.

Mit Benützung dieser verschiedenen Verzeichnisse wird alsdann die Preisentwickelung für alle in Betracht kommenden zusammengesetzten Leistungen von vornherein durchgeführt und später daraus für jeden Kostenanschlag die benötigten Preise, ohne Mitteilungen über ihre Entwickelung, einfach zusammengestellt.

Kosten-Berechnung.

Den Schluss des Kostenanschlages bildet die oben als 5. Teil desselben bezeichnete Kostenberechnung. Bei ihrer Ausführung hält man die in den Vorausmassen eingeführte Gliederung und Einteilung genau fest, stellt die dort gefundenen Arbeitsmengen mit den Preisangaben des Preisverzeichnisses zusammen und erhält so die Kostenbeträge im einzelnen und schliesslich die Gesamtkostensumme, die das Bauwerk veranlasst.

Ein eingehender Kostenanschlag für eine Strasse setzt sich aus den eingehenden Kostenanschlägen sämtlicher Bauwerke zusammen, aus denen die Anlage besteht, doch erscheint derselbe insoferne als ein Ganzes, als er einen Haupt-Vorbericht und eine Hauptkostenzusammenstellung besitzt. Näheres über seine Gliederung mag beispielsweise aus der nachstehenden Instruktion ersehen werden.

Amtliche Bestimmungen.

Preussische „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen“.

Zweiter Teil.

Aufstellung der Kostenanschläge.

§ 32. (Erläuterungsbericht.) Dem Kostenanschlage muss ein Erläuterungsbericht vorangehen, welcher die Gründe sowohl für die Wahl der Linie, als auch der Gefälle enthält und nähere Auskunft über die Beschaffenheit des Bodens, die Anzahl und Einrichtung der Brücken, Vorfluts- und Entwässerungsanlagen, sowie über die Konstruktion der Strasse gibt.

Hinsichtlich des Steinmaterials sind anzugeben die mineralogische Benennung und das erprobte Verhalten desselben, die Gewinnungsstellen und deren mittlere Entfernung von der Baustelle, der Besitzer des Steinbruchs oder der Grube, der Betrieb dieser letzteren und die Beschaffenheit der Zufuhrwege.

Ausserdem sind darin die nötigen Angaben über die Sicherstellung des Planums, über die Baumpflanzung, Schutzanlagen, Baulichkeiten, Gerätschaften, Grund- und Nutzungsentschädigungen zu machen und die ortsüblichen Sätze des Tage- und Fuhrlohnes, sowie die etwaigen Verpflichtungen und Leistungen der Anwohner und diejenigen Gründe, welche zu Abweichungen von den in den vorhergehenden Abschnitten gegebenen Vorschriften Veranlassung gegeben haben, anzuführen.

§ 33. Der Kostenanschlag ist nach folgenden Titeln speziell aufzustellen:

Titel I. Erdarbeiten.
„ II. Befestigung der Böschungen.
„ III. Brücken und Durchlässe.
„ IV. Anfertigung der Steinbahn.

a) Materialien. b) Arbeitslohn.

Titel V. Baum- und Schutzpflanzungen.
„ VI. Geländer, Stationszeichen.
„ VII Chausseegeld-Erhebestellen, Wohnhäuser.
„ VIII. Gerätschaften.
„ IX. Grund-, Nutzungs- und Gebäude-Entschädigungen.
„ X. Anlegung von Interimswegen.
„ XI. Insgemein, unvorhergesehene Ausgaben, Aufsichtskosten, Rendanturgebühren.

Die Positionen laufen durch alle Titel durch.

§ 34. (Tit. I. Erdarbeiten.) Die Veranschlagung der Erdarbeiten kann in ebenem Terrain, auf welchem die Herstellung des Strassenplanums weder nennenswerte Auf- noch Abträge nötig macht, unter Angabe der jedesmaligen Planumsbreite und des für die Seitengräben angenommenen Querprofils nach laufenden Metern erfolgen. In anderen Fällen ist nach den Längen- und Querprofilen eine Massenberechnung der Auf- und Abträge mit angehängter Dispositionstabelle und einer Berechnung über die vorkommenden Lösungs- und Transportkosten der Abtragsmassen, zu einem Spezial-Anschlage zusammenzustellen und dem Hauptkosten-Anschlage als Anlage beizufügen.

Bei diesen Berechnungen ist auch auf etwa erforderliche tiefere Ausschachtung in schwerem Lehm- oder Tonboden, behufs Unterfüllung der Steinbahn mit trockenem Material, Bedacht zu nehmen.

Unter diesen Titel gehören ferner die Kosten für etwaige Drainierung und für Unterhaltung des Planums und der Böschungen bis zum Einbau der Steinbahn.

§ 35. (Tit. II. Befestigung der Böschungen.) Die Handarbeiten und Transportkosten für Berasung, Bekleidung und Pflasterung der Böschungen, Abstützungen derselben durch Futtermauern, die Handarbeiten für Nachregulierung des Sommerwegs, der Bankette und Gräben nach Abwalzung, resp. Vollendung der Steinbahn sind unter diesem Titel zu veranschlagen oder bei umfangreichen Arbeiten dieser Art, unter Bezugnahme auf die alsdann vorzunehmende gesonderte Veranschlagung, im Hauptanschlage mit den betreffenden Schluss-Summen aufzuführen.

§ 36. (Tit. III. Brücken und Durchlässe.) Die Projekte zu den Brücken und Durchlässen müssen die bereits in § 7 geforderten Angaben enthalten und im Hauptkostenanschlage in derjenigen Reihenfolge, wie sie im Strassenzuge liegen, aufgeführt werden. Dabei können Durchlässe bis zu 1 m lichter Weite bei gewöhnlicher Konstruktion durch eine Normalzeichnung allgemein dargestellt und unter Angabe der Masse, nach Material und Arbeit im Texte des Hauptanschlages veranschlagt werden.

Durchlässe mit grösseren Durchflussöffnungen, welche als Brücken zu bezeichnen sind, bedürfen besonderer Zeichnungen und spezieller Anschläge, welche nebst den erforderlichen Erläuterungen dem Hauptanschlage als Anlagen beizufügen sind. Bei Durchlässen und Brücken gleicher Dimensionen, Konstruktionen und Kostenbeträge ist nur ein Entwurf und Spezialanschlag erforderlich, während in dem Hauptanschlage unter Bezugnahme auf den betreffenden Spezialanschlag in jedem einzelnen Falle nur die ganze Summe anzugeben ist.

§ 37. (Tit. IV. Anfertigung der Steinbahn. a) Material.) Wenn für die Entnahme von Steinen, Kies, Sand oder Lehm gesetzlich oder herkömmlich eine Entschädigung, Grundzins, gezahlt werden muss, ist dieselbe unter diesem Titel zu veranschlagen.

Von der gefundenen Quantität ist dasjenige Material, welches aus vorhandenen alten Anlagen, wie es bei Instandsetzungen aller Art vorkommt, voraussichtlich sich ergeben wird, abzusetzen.

Die Gewinnungskosten, die etwa vorkommenden Grundzinse, die Anlieferungskosten der aus Steinbrüchen, Flussbetten, Sand- oder Lehmgruben etc. erfolgenden Materialien, unter Angabe der mittleren Entfernung von der Baustelle, sind gesondert aufzuführen und durch Addition dieser Einzelbeträge die Gesamtkosten für die kubische Einheit zu ermitteln und zu veranschlagen.

Wo die Anlieferung der Materialien einschliesslich ihrer Sammel- und Gewinnungskosten aus Gründen der Zweckmässigkeit oder herkömmlich stattfindet, ist eine Trennung dieser Kosten nicht erforderlich.

Das Aufsetzen und Messen der angelieferten Materialien ist in einer getrennten Position zu veranschlagen.

§ 38. (b) Arbeitslohn.) Hierher gehören sämtliche Arbeiten zur Anfertigung jeder Art von Besteinung oder Befestigung, also die Vorbereitung des Steinbettes, das Bearbeiten und Setzen der Bord- oder Randsteine, das Zerkleinern, Reinigen und Verbauen des Materials, die Regulierung desselben während des Abwalzens, die Walzung und erforderliche Annässung der Bahn für den laufenden Meter, alle Pflasterarbeiten auf dem Planum, desgleichen in den Mulden, Gräben und Triften, die event. erforderliche Befestigung der Unterbettung des Pflasters und die Behandlung desselben.

Die Veranschlagung der Arbeiten findet in derjenigen Reihenfolge statt, in welcher die Ausführung derselben in der Regel vorgenommen zu werden pflegt. Dieselbe erfolgt nach Körper-, Flächen- und Längenmassen, je nachdem das eine oder andere Mass den verschiedenen Arbeiten am zweckmässigsten zugrunde zu legen ist.

Die Vordersätze aller Anschlagpositionen sind durch Angabe der sie bestimmenden Faktoren etc. rechnungsmässig herzuleiten.

§ 39. (Tit. V. Baum- und Schutzpflanzungen etc.) Nach den im Erläuterungsberichte anzugebenden Gründen für die getroffene Wahl der Baumarten, event. ihrer Bezugsquellen, sind unter diesem Titel die Anpflanzungen nach Zahl, Ausdehnung und Verwendungsstelle, nebst den Baumstangen und Schutzmitteln anzugeben und die Kosten deren Beschaffung, sowie die der Pflanzung und für Vorbereitung der Pflanzlöcher übersichtlich zu veranschlagen.

§ 40. (Tit. VI. Geländer, Stationszeichen etc.) Unter diesem Titel sind die etwa nötigen Geländer, Einfriedigungen, Schutz-, Nummer- und Grenzsteine zu veranschlagen.

Die Nummersteine zur Bezeichnung der Unterhaltungsstationen sind in Entfernungen von 75 m zu setzen.

§ 41. (Tit. VII. Chausseegeld-Erhebestellen, Wohnhäuser etc.) Für die zur Chausseegeld-Erhebung und Wohnung des Erhebers, event. eines Aufsehers erforderlichen Baulichkeiten nebst Einfriedigungen, Brunnen, Schlagbäume und Tarif-Tafeln etc. inkl. Grunderwerb sind spezielle Entwürfe und Kosten-Anschläge aufzustellen, dem Hauptanschlage beizufügen und die Schlusssumme darin aufzunehmen.

Sollte bei Vorlegung des letzteren eine bestimmte Entscheidung hierüber noch nicht getroffen sein, so ist im Erläuterungsberichte und Hauptanschlage anzugeben, dass und wo derartige Anlagen herzustellen beabsichtigt wird, und wieviel dieselben überschlägig kosten werden.

§ 42. (Tit. VIII. Gerätschaften.) Die Anschaffungskosten für grössere Gerätschaften, z. B. Chaussee-Walzen, Wassertransportwagen etc. sind besonders unter speziellen Angaben aufzuführen, für die Anschaffung der gewöhnlichen Gerätschaften ist dagegen ein Pauschquantum nach einem angemessenen Prozentsatz der betreffenden Anschlagssumme zur speziellen Verrechnung auszuwerfen. Sind erstere leihweise zu beschaffen, so ist nur deren Transport, Miete und Unterhaltung in Ansatz zu bringen.

§ 43. (Tit. IX. Grund- und Nutzungs-Entschädigung.) Alle zum Strassenbau, zu Bauplätzen, Gärten, Baumschulen und Schlammablagerungsplätzen bleibend abzutretenden Grundstücke, Baulichkeiten, Brunnen, Bewährungen, Bäume und andere Gegenstände sind nach ihrer Grundfläche, Zahl und Gattung, mit den etwa zu entschädigenden Ernteverlusten in der Regel in einer besonderen, dem Hauptanschlage beizufügenden Entschädigungs-Berechnung zu spezifizieren, wobei hinsichtlich ihrer Bezeichnung und örtlichen Lage auf den betreffenden speziellen Situationsplan tunlichst durch Numerierung der abzutretenden Objekte Bezug zu nehmen ist.

Auch die etwa unentgeltlich abzutretenden Immobilien sind daselbst aufzuführen.

Bei der Berechnung ist stets auf den neben den Strassenböschungen und Gräben zu erwerbenden Schutzstreifen Rücksicht zu nehmen.

Für diejenigen Flächen nutzbarer Grundstücke, welche nur während des Baues zu Materialablagerungs- und Arbeitsplätzen, zur Errichtung von Bauhütten, Zufuhr- und Interimswegen oder zur Entnahme von Erde vorübergehend benützt worden, ist — unter Berücksichtigung etwaiger Kulturkosten — die Nutzungsentschädigung zu berechnen.

Ferner sind unter diesem Titel die Kosten für die Taxation und Vermessung der Grundstücke, sowie für deren Fortschreibung und für die etwa erforderliche Expropriation aufzuführen.

Der Wert aller Absplisse oder ausgeschachteter Flächen, welche von den erworbenen Terrains nach Vollendung des Baues entbehrlich werden, ist, soweit deren Verkauf vorher zu erwarten steht, von der Gesamt-Entschädigungssumme in Abzug zu bringen.

§ 44. (Tit. X. Anlegung von Interimswegen.) Hierunter sind alle Kosten für Anlage und Unterhaltung der erforderlichen Interimswege, sowie der Material-Anfuhrwege, soweit nicht der Unternehmer oder Andere hierzu verpflichtet sind, zu berechnen.

§ 45. (Tit. XI. Insgemein, unvorhergesehene Ausgaben, Aufsichtskosten und Rendanturgebühren.) Unter den unvorhergesehenen Ausgaben sind alle diejenigen zu verstehen, welche durch Naturereignisse, Aufstellung von Bau- und Materialbuden oder durch die Miete für dazu taugliche Räume, durch Krankheit oder Verunglückung von Arbeitern, Botenlöhne und Porto, Beschaffung von Drucksachen und Schreibmaterialien, durch Schutz der Baustelle bei Eintritt des Winters, Absteckung der Baustellen und dergleichen Arbeiten herbeigeführt werden.

Werden die Kosten für die Projektierungsarbeiten und Veranschlagung nicht besonders vergütet oder aufgebracht, so sind auch diese hier auszuwerfen.

Ebenso ist für die rechtzeitige Aufstellung des Strassen-Inventariums eine entsprechende Summe in Anschlag zu bringen.

Bei diesen Positionen sind die in Ansatz zu bringenden Beträge so zu bemessen, dass hierdurch eine Abrundung der Bausumme erzielt wird.

Die Aufsichtskosten erstrecken sich auf die Bauführung durch einen oder mehrere besonders anzunehmende Techniker, auf die Bauaufsicht, Wächterlohn und nach Erfordernis auf die Bureaukosten und die Rechnungslegung.

Die Höhe der Rendanturgebühren ist nach den darüber erlassenen Vorschriften zu bemessen.

Von der Hauptanschlagsumme sind die mutmasslichen Einnahmen aus dem Verkauf von übrig bleibenden Materialien, Utensilien etc. in Abzug zu bringen.

5. Vorausmasse für Erdarbeiten.

Die Vorausmasse für Erdarbeiten bilden einen wichtigen Teil der Arbeiten eines Strassenentwurfs. Sie lassen sich in folgende Abteilungen gliedern:

I. Berechnung der Auf- und Abträge (Massenberechnung);
II. Zerlegung des Abtrags nach Bodenarten;
III. Festsetzung der Beförderungsweiten für die Abträge;
IV. Bestimmung der sichtbaren Flächen des Erdbauwerks, die zu ebnen und mit einer Abdeckung zu versehen sind;
V. Zusammenstellung der Arbeiten, die durch Pauschsummen (Aversalsummen) in Ansatz gebracht werden.

I. Berechnung der Auf- und Abträge (Massenberechnung).

Die Erdkörper und ihre Inhaltsberechnung.

Form der Erdkörper.

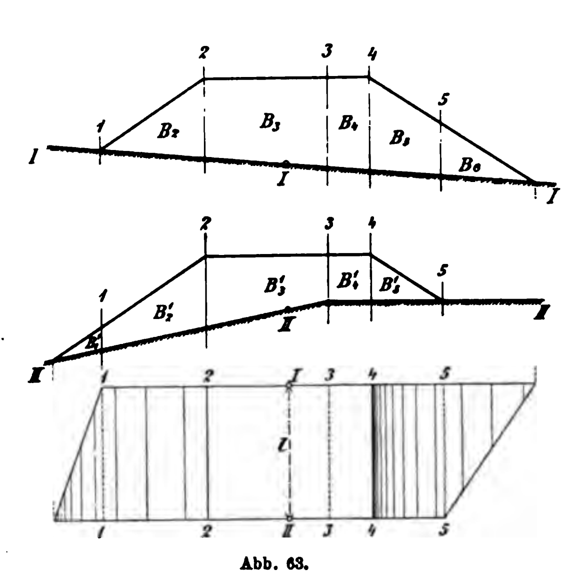
Zum Zwecke der Massenberechnung denkt man sich die langgestreckten Dämme und Einschnitte durch passend gewählte Flächen in Teile zerlegt, indem man zunächst die Querschnittsebenen festhält, dann aber auch noch andere, parallel zur Achse gedachte lotrechte Flächen besonders annimmt, wodurch die zwischen zwei aufeinanderfolgenden Querschnitten (Querprofilen) befindliche Erdmasse in gewisse Einzelkörper zerlegt wird. Der Inhalt derselben kann mit befriedigender Sicherheit berechnet werden, sobald die ganz unregelmässige Bodenfläche, die die genannten Körper in der Regel nach einer Seite hin begrenzt, durch eine genügend einfache, aber gesetzmässig gestaltete Fläche ersetzt worden ist. Als solche eignet sich am besten eine windschiefe Fläche, die dadurch entstanden gedacht wird, dass sich eine Gerade als Erzeugende an den beiden eingrenzenden Bodenquerschnitten als Leitlinien hinbewegt, und zwar stets gleichlaufend mit einer, durch die Strassenachse gelegten Lotebene[1]).

Ein solches geometrisches Gebilde besitzt nämlich die sehr erwünschte Eigenschaft, dass es von allen, mit der lotrechten Achsenebene gleichlaufenden Lotebenen nach geraden Linien geschnitten wird, und dasselbe ersetzt auch die Bodenoberfläche in ganz befriedigender Weise, sobald nur der Abstand der Querschnitte klein genug gewählt wurde, dass jene geraden Linien genau genug mit der Bodenfläche zusammenfallen.

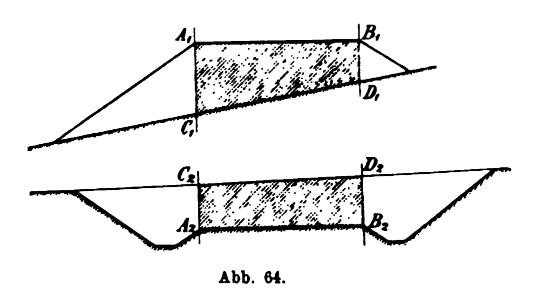
Die gleichlaufend mit der Achsenebene anzunehmenden lotrechten Ebenen mögen vorerst nach Abb. 63 durch sämtliche Brechungspunkte sowohl der Boden-, wie der Strassenquerschnitte gehend gedacht werden, so dass bei der in der Abbildung angenommenen einfachen Gestalt dieser wie jener fünf solche Ebenen 1 . 1, 2 . 2, 3 . 3, 4 . 4 und 5 . 5 sich ergeben. Durch diese Ebenen wird die in Rede stehende Erdmasse in 6 Einzelkörper zerlegt. Links und rechts von

[1]) Es ist hier nur der für die Anwendung ausreichende Fall ins Auge gefasst, dass es sich um eine *gerade* Erstreckung des Erdbauwerks handle. In gekrümmten Strecken treten streng genommen an Stelle der lotrechten Parallelebenen lotrechte, konzentrische Zylinderflächen, während die Erzeugenden zu Schraubenlinien werden, die nach der Abwickelung in die Ebene gerade Linien bilden.

den Trennungsebenen 1.1, bezw. 5.5 ist offenbar eine dreiseitige Pyramide vorhanden und zwischen drin 4 Körper von Prismenart mit je einer windschiefen Seitenfläche und mit teils drei-, teils vierseitigen Grundflächen. Die Grösse der letzteren kann aus den Querschnittszeichnungen abgegriffen werden und die Länge aller dieser Körper, die mit dem Abstande der Querschnitte übereinstimmt, ist aus dem Längenschnitte (Längennivellement) der Strasse zu entnehmen.


Abb. 63.

Ausser Pyramiden und Prismen treten aber mitunter auch keilförmige Erdkörper auf, so in dem durch Abb. 64 wiedergegebenen Falle, dass zwischen zwei aufeinanderfolgenden Querschnittsebenen der zuerst vorhandene Damm in einen Einschnitt übergeht. Die zwischen den durch die Kanten $A_1 A_2$ und $B_1 B_2$ gelegten Lotebenen befindliche Erdmasse setzt sich, wie leicht einzusehen, aus einem Auftrags- und einem Abtragskeil zusammen, denn die Strassenoberfläche $A_1B_1B_2A_2$ liegt im ersten Querschnitte um A_1C_1 und B_1D_1 über dem Boden, im nächsten Querschnitte aber um C_2A_2 und D_2B_2 unter demselben, sie muss also zwischen den beiden Querschnitten die Bodenfläche durchschnitten haben. Diese Durchschnittslinie und damit die Länge für die Kanten der Keile lässt sich, wie später in Abb. 70 gezeigt wird, ohne Schwierigkeit auffinden, die Grundflächen der Keile aber können wieder aus den Querschnittszeichnungen entnommen werden. Ähnliches, wie es soeben über den mittleren Teil der Erdmasse gesagt worden, gilt auch für die ausserhalb der Kantenebenen gelegenen Teile.


Abb. 64.

Liegen endlich 2 Nachbarquerschnitte (Abb. 65) vor, die sich beide aus Auf- und Abtragsflächen zusammensetzen, so braucht man nur die Haupttrennungsebenen $\mu.\mu$ und $\nu.\nu$ zu legen, um den vorliegenden Fall auf die beiden vorausgehenden Fälle zurückzuführen. Links von $\mu.\mu$ und rechts von $\nu.\nu$ sind gleichartige Querschnittsflächen, wie im Falle der Abb. 63 vorhanden, und zwischen den genannten Hilfsebenen liegen ungleichartige Flächenstücke und infolgedessen in der Regel keilförmige Erdkörper.

Inhalt der Erdkörper. Es fragt sich nun, wie der körperliche Inhalt der bei der beschriebenen Zerlegung der Erdmassen auftretenden Prismen, Pyramiden und Keile gefunden

werden kann. Auf sehr einfache Weise ergeben sich mathematische Ausdrücke dafür, wenn man von dem in Abb. 66 dargestellten Körper ausgeht, nämlich von einem lotrechten Prisma mit wagrechter, ebener, trapezförmiger Grundfläche ABDC, mit den Kantenlängen h_1, h_2, h_4 und h_3 und oben von einer windschiefen Fläche begrenzt, durch eine gerade Linie erzeugt, die sich parallel zu den Seitenebenen AA_1C_1C und BB_1D_1D an den Geraden A_1B_1 und C_1D_1 als Leitlinien hinbewegt. Dabei bedeuten, um dies gleich hier zu erwähnen, die durch AB und CD gehenden Lotebenen die Querschnittsebenen der Strasse, die hier der Allgemeinheit halber nicht gleichlaufend miteinander gedacht sind, die beiden anderen, durch AC und BD bestimmten Seitenbegrenzungsebenen aber entsprechen den mit der Strassenachse gleichlaufenden Teilungsebenen, während das wagrecht liegende Trapez dem Erdbauwerk zugehörig und die windschiefe Fläche die Bodenoberfläche darstellend zu denken ist.

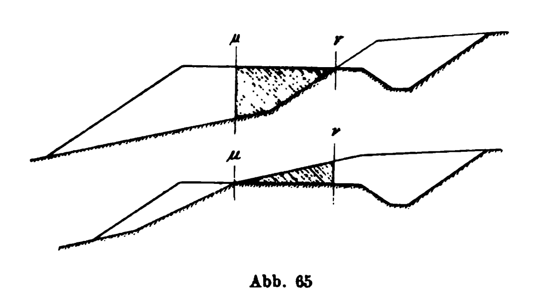


Abb. 65

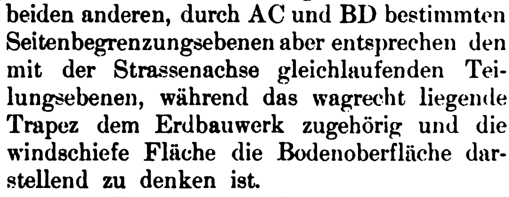
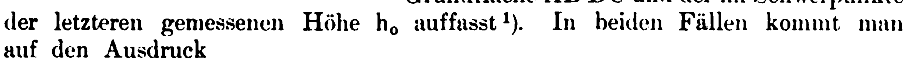


Abb. 66.

Der Inhalt eines solchen Körpers ergibt sich entweder aus der Gleichung

$$\mathfrak{V} = \int_0^b F \,.\, dx \qquad . \qquad (104$$

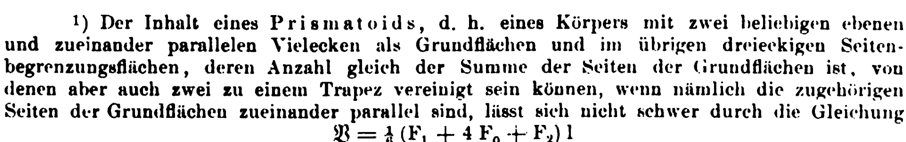
nachdem man einen lotrechten Schnitt EE_1F_1F geführt und dessen Inhalt F durch die Kantenlängen ausgedrückt hat, oder aber, indem man den gesuchten Rauminhalt als Produkt aus dem Flächeninhalt der ebenen Grundfläche AB DC und der im Schwerpunkte der letzteren gemessenen Höhe h_0 auffasst[1]). In beiden Fällen kommt man auf den Ausdruck



[1]) Der Inhalt eines **Prismatoids**, d. h. eines Körpers mit zwei beliebigen ebenen und zueinander parallelen Vielecken als Grundflächen und im übrigen dreieckigen Seitenbegrenzungsflächen, deren Anzahl gleich der Summe der Seiten der Grundflächen ist, von denen aber auch zwei zu einem Trapez vereinigt sein können, wenn nämlich die zugehörigen Seiten der Grundflächen zueinander parallel sind, lässt sich nicht schwer durch die Gleichung

$$\mathfrak{V} = \tfrac{1}{6}\,(F_1 + 4\,F_0 + F_2)\,l$$

(**Winkler**, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Heft, Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877, S. 71) ausdrücken, wenn F_1 und F_2 der Inhalt beider Grundflächen, l deren gegenseitiger Abstand und F_0 der Inhalt eines, in der Mitte zwischen den Grundflächen und parallel zu ihnen genommenen Querschnitts des Prismatoids darstellt. Denkt man sich den oben nach Abb. 66 behandelten Körper als Prismatoid, behält aber die windschiefe Fläche an Stelle zweier ebenen Dreiecke bei, so erhält man für seinen Rauminhalt, da alsdann



$$F_1 = \frac{h_1 + h_3}{2}\,.\,l_1,\; F_2 = \frac{h_2 + h_4}{2}\,.\,l_2 \text{ und } F_0 = \tfrac{1}{2}\left[\frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{h_3 + h_4}{2}\right] . \frac{l_1 + l_2}{2},$$

$$\mathfrak{V} = \frac{b}{6}\left\{\frac{h_1 + h_3}{2}\,.\,l_1 + \frac{h_2 + h_4}{2}\,.\,l_2 + \tfrac{1}{2}\,(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)\,(l_1 + l_2)\right\} =$$

$$= \frac{b}{12}\left\{(2h_1 + 2h_3 + h_2 + h_4)\,l_1 + (h_1 + h_3 + 2h_2 + 2h_4)\,l_2\right\}$$

wie oben. — Auf andere Weise, umfassender und doch einfach, nämlich mit Zugrundelegung

$$\mathfrak{B} = \frac{bl_1}{12}(2h_1 + 2h_3 + h_2 + h_4) + \frac{bl_2}{12}(h_1 + h_3 + 2h_2 + 2h_4) \quad (105$$

der sich sofort auf ein Prisma mit 2 windschiefen Seitenflächen, (einer unteren und einer oberen) $A_1B_1D_1C_1$ und $A_2B_2D_2C_2$, deren Grundriss die ursprüngliche trapezförmige Grundfläche ABDC ist, und den Kantenlängen d_1, d_2, d_4 und d_3 übertragen lässt (Abb. 67). Betrachtet man nämlich dieses Prisma als Unterschied zweier Prismen mit je einer windschiefen Seitenfläche und wendet die vorhin gefundene Formel an, so erhält man ohne Schwierigkeit

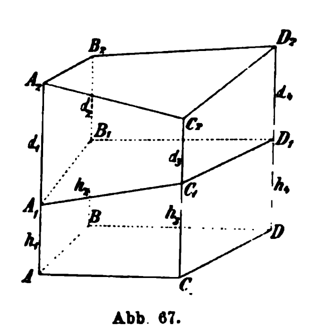


Abb. 67.

$$\mathfrak{B} = \frac{bl_1}{12}(2d_1 + 2d_3 + d_2 + d_4) +$$
$$+ \frac{bl_2}{12}(d_1 + d_3 + 2d_2 + 2d_4) \quad (106$$

Hieraus ergeben sich die Formeln für sämtliche oben gekennzeichnete Körper, wie sie bei Massenberechnungen hauptsächlich in Betracht kommen.

Setzt man nämlich in Gleichung 106 $l_1 = l_2 = l$, entsprechend der gewöhnlichen parallelen Lage der Querschnittsebenen, so erhält man nach einigen Umformungen in der Gleichung

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{2}\left[\frac{d_1 + d_2}{2} \cdot b + \frac{d_3 + d_4}{2} \cdot b\right] \cdot l \quad . \quad . \quad (107$$

die unter dem Namen „Mittlere Profilrechnung" bekannte Regel:

Der Inhalt eines Prismas mit einer oder zwei windschiefen Seitenflächen ist gleich dem arithmetischen Mittel aus dem Inhalt der beiden Grundflächen, multipliziert mit der Länge des Prismas.

Setzt man weiter in die Grundgleichung 106 unter Beibehaltung der Längen d_1 und d_2 die Kantenlängen $d_3 = d_4 = 0$, so ergibt sich als Inhalt des nun entstandenen Erdkeils

$$\mathfrak{B} = \frac{b}{12}\{l_1(2d_1 + d_2) + l_2(d_1 + 2d_2)\} \quad . \quad . \quad (108$$

oder, wenn man sich gestattet

$$\frac{b}{12}(l_1 d_1 + l_2 d_2) = \frac{b}{12} \cdot \frac{l_1 + l_2}{2}(d_1 + d_2) \quad . \quad . \quad (109$$

zu setzen, die Gleichung

$$\mathfrak{B} = \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \cdot b\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \quad . \quad . \quad (110$$

und damit die Regel:

---

des Wilski'schen Prismas (Wilski, Kubatur eines prismatischen Körpers mit windschiefer oberer Grenzfläche und unregelmässigem Viereck als Grundfläche, Zeitschr. f. Vermessungswesen 1892, S. 401, sodann C. W. Baur, Die Kubatur des Wilski'schen Prismas, ebenda 1893, S. 115) lassen sich Formeln für den Inhalt von Erdkörpern ableiten, die sich zur Nachprüfung anderer Formeln, besonders aber zur Berechnung von Erdarbeiten mit ausgesprochener Breitenausdehnung, wie Baugruben aller Art eignen. Siehe deshalb Ch. A. Vogler, Das Wilski'sche Prisma und die Kubatur der Erdkörper in der Zeitschrift f. Vermessungswesen 1905, S. 169. Neuerdings ist noch erschienen: L. Schleiermacher in Aschaffenburg, Zur Massenberechnung im Wegbau, Zeitschrift für Mathematik und Physik, 52. Bd., 1905, 2. Heft; auch Sonderabdruck.

Der Inhalt eines Erdkeils mit einer oder zwei windschiefen Seitenflächen und schief zur Richtung der Querschnittsebenen gelegenen Schneide ist gleich dem Produkt aus dem Inhalt seiner Grundfläche in seine halbe mittlere Länge.

Lässt man endlich den Keil in eine dreiseitige Pyramide mit der Spitze in D_1 (Abb. 67) übergehen, indem man neben $d_3 = d_4 = 0$ auch $d_1 = l_1 = 0$ annimmt, so liefert die Grundgleichung, nach Einsetzung dieser Sonderwerte, in der Form

$$\mathfrak{B} = \frac{b \cdot d_2}{2} \cdot \frac{1}{3} l_2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (111$$

den Satz:

Der Inhalt des dreiseitigen pyramidenförmigen Erdkörpers ist gleich dem Produkt aus dem Inhalt seiner Grundfläche in den dritten Teil seiner Länge.

Ausser den vorstehend entwickelten Sätzen kommen auch noch andere zur Anwendung, sowohl bei Berechnung langgestreckter Erdbauwerke als auch zur Inhaltsberechnung von Baugruben, die zu diesem Zweck ebenfalls auf passende Weise in Einzelkörper zerlegt werden müssen.

Hierbei lässt sich zuweilen der hier nicht weiter herzuleitende Satz verwenden:

Der Inhalt eines dreiseitigen, beiderseits schief abgeschnittenen Prismas ergibt sich, wenn man den Flächeninhalt seines senkrechten Querschnitts mit dem arithmetischen Mittel aus den Längen seiner drei Kanten, bezw. mit der im Schwerpunkte der Querschnittsfläche gemessenen Länge des Prismas multipliziert.

Sehr zweckmässige Verwendung kann endlich in vielen Fällen ein Satz finden, welcher sich auf folgende Weise ableiten lässt:

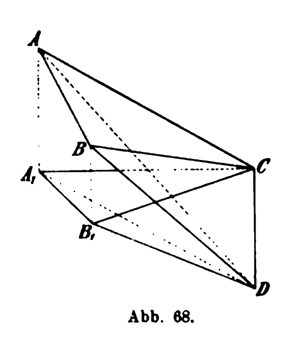


Abb. 68.

Liegt eine dreiseitige Pyramide A B C D (Abb. 68) vor mit der ebenen schiefen Grundfläche ABC und der Spitze D, welche eine lotrechte Kante CD besitzt, und überträgt man die Grundfläche ABC nach A_1B_1C lotrecht auf die durch C gehende wagrechte Ebene, so entsteht eine neue Pyramide A_1B_1CD, welche offenbar denselben Rauminhalt wie die vorgelegte Pyramide besitzt, weil die beiden als Grundflächen betrachteten Seitenflächen BCD und B_1CD und ebenso die zugehörigen Höhen der genannten Pyramiden nach der Konstruktion einander gleich sind.

Da nun der Inhalt der Pyramide $A_1 B_1 C D$ offenbar

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{3} A_1B_1C \, . \, CD \quad . \quad . \quad . \quad (112$$

ist, so gilt:

Der Inhalt einer dreiseitigen Pyramide mit geneigter ebener Grundfläche und einer lotrechten Kante ist gleich dem 3. Teil des Produkts aus dem Flächeninhalt des Grundrisses der Grundfläche in die Länge der lotrecht stehenden Kante.

Es ist klar, dass sich diese Tatsache sofort auf Pyramiden mit mehrseitigen Grundflächen übertragen lässt, da diese immer in eine Anzahl dreiseitiger Pyramiden zerlegt werden können, ja, dass sie auch zur Berechnung des Inhaltes von Böschungskegeln auf schiefer Bodenfläche Anwendung finden

kann, sobald der Grundriss des Kegeldurchschnittes mit dem Boden bestimmt worden ist.

So einfach die aufgestellten Gleichungen an sich sind, so einfach gestaltet sich auch ihre Anwendung.

Massenberechnung auf Grund des Längenschnitts (des Lageplans) und der aufgetragenen Querschnitte.

Erdmasse zwischen gleichartigen Querschnitten.

Handelt es sich um die Erdmasse zwischen den in Abb. 63 dargestellten gleichartigen Querschnitten, die beide im Auftrag (oder beide im Abtrag) liegen, so erhält man bei scharfer Anwendung der für Prisma und Pyramide aufgestellten Formeln im Hinblicke auf die Abbildung als Gesamtinhalt

$$\mathfrak{B} = {}^1/_3\, B_1'.1 + \frac{B_2 + B_2'}{2}.1 + \frac{B_3 + B_3'}{2}.1 + \frac{B_4 + B_4'}{2}.1 + \frac{B_5 + B_5'}{2}.1 + {}^1/_3\, B_6.1$$

oder einfacher in 2 Teilen

$$\mathfrak{B} = \frac{(B_1' + B_6)}{3}.1 + \frac{(B_2 + B_3 + B_4 + B_5) + (B_2' + B_3' + B_4' + B_5')}{2}.1 \quad (113$$

Wenn die beiderseitigen Pyramiden nicht gross sind, oder wenn es sich nur um eine Annäherungsrechnung handelt, kann man einfach

$$\mathfrak{B} = \frac{(B_2 + B_3 + B_4 + B_5 + B_6) + (B_1' + B_2' + B_3' + B_4' + B_5')}{2}.1 \quad 113a$$

rechnen, indem man die ganze Masse zwischen den beiden aufeinanderfolgenden Querschnitten als ein einziges Prisma auffasst und unter Anwendung der mittleren Profilrechnung bestimmt.

Der rechnungsmässige Fehler, den man dabei zulässt, ist demnach gleich

$$\frac{1}{2}(B_1' + B_6) - \frac{1}{3}(B_1' + B_6) = \frac{1}{6}(B_1' + B_6) \quad . \quad (114$$

d. i. der Hälfte des Inhalts beider Pyramiden.

Die zu dieser Berechnung erforderlichen Grundflächen der Prismen und Pyramiden werden, wie schon gelegentlich angedeutet, aus den vorher aufgetragenen Querschnitten mit Hilfe des Massstabes, eines Planimeters oder unter Anwendung irgendwelcher zeichnerischen Verfahrungsweise bestimmt, die Längen dieser Körper aber, die im Falle gleichartiger Querschnittsflächen immer deren gegenseitigem Abstande gleich sind, aus dem Längenschnitte der Strasse entnommen, und zwar sowohl bei geraden, als auch mässig gekrümmten Strassenstrecken, wenn im letzteren Falle die in der Strassenachse gemessene Bogenlänge genau genug mit der Bogenlänge zwischen den Schwerpunkten der beiden Querschnittsflächen übereinstimmt.

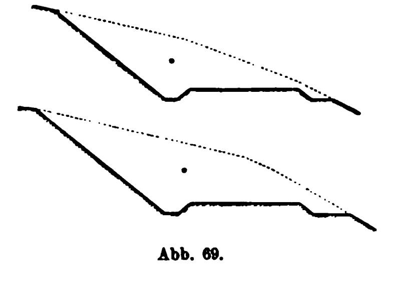


Abb. 69.

Nur in schärferen Krümmungen, wo der Schwerpunkt der Querschnittsflächen (Abb. 69) stark seitlich der Strassenachse liegt, oder die Länge von Einzelkörpern von dem Achsenabstande der Quer-Profile abweicht, muss der Lageplan zu Hilfe genommen werden, indem man die Schwerpunkte der Querschnittsflächen schätzungsweise bestimmt, in den Lageplan überträgt und daraus die Länge der zwischen den Schwerpunkten zu denkenden Bögen entnimmt.

Erfolgt zwischen zwei Nachbarquerschnitten ein teilweiser oder gänzlicher

Erdmasse zwischen ungleichart. Querschnitten. Übergang vom Damm in den Einschnitt, so ist bei genauer Rechnung zuerst die Auskeilungslinie, d. h. die Grenze zwischen Auf- und Abtrag zu bestimmen. Man benützt zu dem Zwecke die gewöhnlich im Massstabe 1 : 100 unverzerrt aufgetragenen Querschnitte (Abb. 70) und zeichnet (am einfachsten zwischen dieselben hinein) einen verzerrten Lageplan des von ihnen eingeschlossenen Erdbauwerkes, indem man für die Breiten den Massstab der Querschnitte beibehält, für die Längen aber irgendeinen passenden Massstab wählt. (Die in der Figur gezeichneten Querschnitte 10^a und 10^b sind in den beiden Linien $L_1 L_1$ und $L_2 L_2$ lotrecht stehend gedacht.) Hierauf denkt man sich durch jede Kante des Erdbauwerks, die einen Durchschnittspunkt mit der Bodenoberfläche besitzt, eine lotrechte Ebene gelegt, die die letztere, dem Bildungsgesetze der dieselbe ersetzenden windschiefen Fläche entsprechend, nach einer geraden Erzeugenden schneidet. Der Treffpunkt dieser Geraden und der frag-

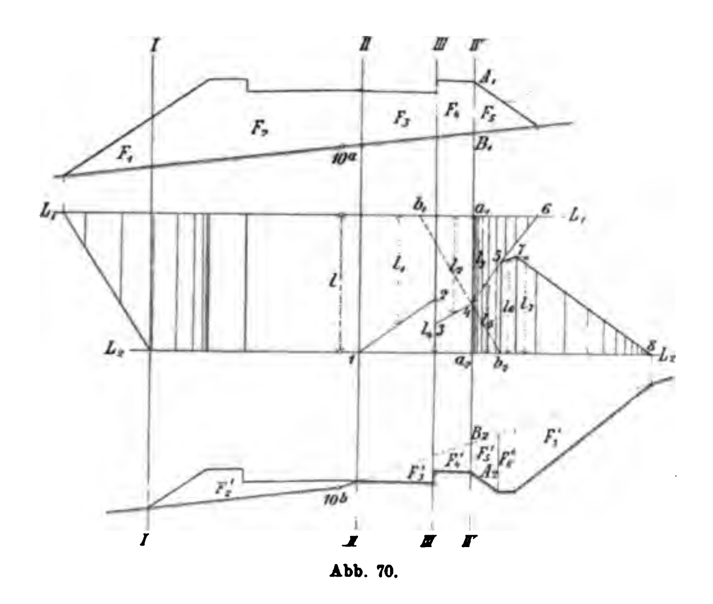


Abb. 70.

lichen Kante ergibt sich nach Umklappung der Lotebene ohne Schwierigkeit, da auf die Längsneigung der Strasse keine Rücksicht genommen zu werden braucht. So erhält man beispielsweise den Auskeilungspunkt der Kante $A_1 A_2$, indem man $A_1 B_1 = a_1 b_1$, $A_2 B_2 = a_2 b_2$ macht und die Verbindungslinie $b_1 b_2$ zieht. Durch Vereinigung der verschiedenen Auskeilungspunkte wird dann die Auskeilungslinie erhalten, im vorliegenden Falle die Linie 1 . 2 . 3 . 4 . 5 . 6 . 7 . 8, wodurch sich die Masse zwischen den beiden Querschnittsebenen in folgende Erdkörper zerlegt:

a) Auftragskörper.

1. Links von der Teilungsebene I . I eine dreiseitige Pyramide, deren Grundfläche F_1 in der Querschnittsebene 10^a, deren Spitze in 10^b liegt;
2. zwischen den Ebenen I . I und II . II ein prismatischer Körper mit den Grundflächen F_2 und F_2';
3. zwischen den Trennungsebenen II . II und III . III ein Keil mit der Grundfläche F_3 in 10^a und der aus dem verzerrt gezeichneten Grundrisse zu erkennenden Schneide 1 . 2 und der mittleren Länge l_1;

4. desgleichen zwischen III.III und IV.IV ein Keil, Grundfläche F_4, Schneide 3.4, mittlere Länge l_2;
5. rechts von der Teilebene IV.IV wieder eine Pyramide, Grundfläche F_5 in 10^a. Länge l_3 aus dem Grundrisse zu entnehmen.

b) Abtragskörper.

1. Dreiseitige Pyramide, Grundfläche F_3' in 10^b, Spitze 2, Länge l_4;
2. Keil, Grundfläche F_4' in 10^b, Schneide 3.4, mittlere Länge $(l—l_2)$;
3. Keil, „ F_5' in 10^b, „ 4.5, „ „ l_5;
4. Keil, „ F_6' in 10^b, „ 5.7, „ „ l_6;
5. Pyramide, „ F_7' in 10^b, Spitze 7, Länge l_7.

Um die Längen der Körper, die durch die Auskeilungslinie bestimmt sind, bequem entnehmen zu können, empfiehlt es sich, den Abstand l der beiden eingrenzenden Querschnittsebenen zum Zwecke der Zeichnung des Grundrisses in einem passenden, runden Massstabe anzunehmen. In gekrümmten Strecken sind die Längen der Einzelkörper unter gleichzeitiger Zuhilfenahme des Lageplanes zu bestimmen.

In der beschriebenen Weise lässt sich die Grösse der Erdmassen mit einem Genauigkeitsgrad bestimmen, der für die Anwendung als übertrieben bezeichnet werden kann. Wie weit man hierbei gehen will, hängt von den besonderen Umständen ab und wird gelegentlich noch weiter erörtert werden. Später ist der entgegengesetzte Fall einer mehr überschlägigen Berechnung der Massen behandelt.

Berücksichtigung der Kunstbauten, Wegkreuzungen etc.

Hier sei noch bezüglich der die Strasse durchkreuzenden kleineren Durchlässe bemerkt, dass man die Massenbestimmung einer Strecke, in der ein solcher Durchlass vorkommt, zunächst vornimmt, als ob derselbe nicht vorhanden wäre und nachträglich erst den von ihm oberhalb der Bodenfläche eingenommenen Raum, der aus den besonderen Plänen für den Kunstbau entnommen wird, wie auch den überschüssigen Aushub aus der Baugrube des Durchlasses, falls derselbe in der fraglichen Profilstrecke Verwendung finden soll, von der berechneten Auftragsmasse in Abzug bringt[1]. Bei grösseren Durchlässen und Brücken würde man die Massenberechnung in der gewöhnlichen Weise bis zu den Widerlagern derselben ausführen und sodann die dabei noch nicht berücksichtigten Erdkörper, z. B. die zwischen dem Widerlager und seinen Flügeln liegende Masse, etwaige Böschungskegel usw. besonders berechnen und zuschlagen. Und was endlich die Wegkreuzungen betrifft, die Auf- und Abfahrten an den Strassen, stellenweise Verbreiterungen u. dergl., so lassen sich die ihnen entsprechenden Erdmassen gewöhnlich ohne Schwierigkeit nach einer passenden Zerlegung in Einzelkörper bestimmen; bei grösserer Ausdehnung derselben kann man auch veranlasst sein, mehrere Querschnitte derselben aufzutragen und eine gesonderte Massenberechnung durchzuführen. Ein Beispiel hierzu möge noch seine Stelle finden.

Ist zur Seite der Strasse nach Abb. 71 eine stellenweise Verbreiterung derselben durch Anschüttung erzielt, so wird man zuerst die Massenberechnung ohne Berücksichtigung dieser durchführen und sodann den seitlich ausspringenden Teil gesondert berechnen. Letzteres kann auf verschiedene Weise geschehen, z. B. so, dass man die Teilungsebenen I.I und II.II (Abb. 71) annimmt, die

[1]) Es mag zweckmässig sein hier darauf hinzuweisen, dass in dem Kostenanschlage des Durchlasses auch Erdarbeiten vorkommen, nämlich die Bildung der Baugrube, die sogen. Hinterfüllung, d. h. die Verwendung der Erdmasse, die nach Herstellung des Bauwerks in die Baugrube wieder eingebracht werden muss, und endlich die Unterbringung des Restes der Aushubmasse. Falls letzterer in eine Dammstrecke der Strasse verbracht würde, verminderte sich um ebensoviel der dort erforderliche Auftrag.

Schnitte derselben mit dem Erdbauwerke herausträgt und die zwischen ihnen und der durchlaufenden Böschung des Strassendammes gelegene Masse nach der mittleren Profilrechnung bestimmt, die beiden übrigen, ausserhalb der Ebenen I . I und II . II gelegenen Erdkörper aber mit genügender Genauigkeit als dreiseitige Prismen berechnet, deren senkrechter Querschnitt besonders herausgetragen und die Länge ihrer Kanten aus dem Grundrisse der Anlage entnommen wird. Ist die Bodenoberfläche in der Richtung der Strassenachse nahezu parallel zu dieser, so dass auch der Schnitt der durch die Kante A B gelegten Böschungsebene mit dem Boden nahezu gleichlaufend mit A B ist, so lässt sich die ganze ausserhalb der durchlaufenden Strassenböschung gelegene Masse als ein prismatischer Körper auffassen, dessen senkrechter Schnitt nach der Lotebene III . III in Abb. 72 dargestellt ist. Zerlegt man denselben durch die Diagonalebene in 2 dreiseitige Prismen, so ist deren Inhalt im einzelnen als Produkt aus der Fläche des senkrechten Querschnitts in das arithmetische Mittel aus den 3 Kantenlängen ohne weiteres anzugeben.

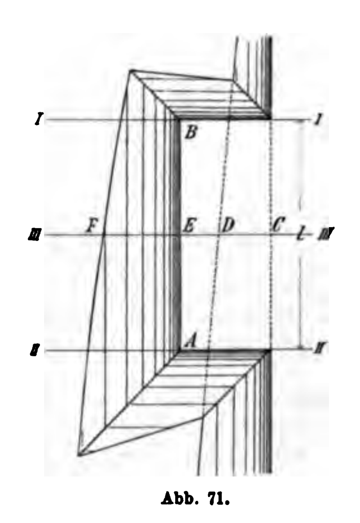


Abb. 71.

Massenberechnung ohne Benützung von Querschnitten.

Bei Ausführung von Überschlagsrechnungen, unter Umständen aber auch bei endgültiger Ausarbeitung eines Strassenentwurfs, kann es sich empfehlen, die Massenbestimmung in der Hauptsache nach der mittleren Profilrechnung und ohne Zuhülfenahme von Querschnittszeichnungen, also lediglich auf Grund der im Längenschnitte der Strasse zur Darstellung gebrachten Auftragshöhen und Abtragstiefen, und etwa noch mit Berücksichtigung der Querneigung des Bodens durchzuführen, wie letztere unter Voraussetzung geradliniger Bildung der Bodenschnitte aus Schichtenplänen rasch entnommen werden kann.

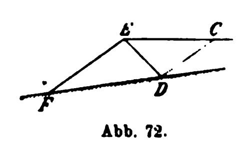


Abb. 72.

Wagrechte Bodenfläche.

Es kommt hierbei nur darauf an, für eine gegebene Auftragshöhe oder Abtragstiefe die zugehörige Fläche des Damm-, bezw. Einschnitt-Querschnittes sofort auffinden zu können. Unter Voraussetzung einer wagrechten Ebene als Bodenfläche erhält man für einen Dammquerschnitt, nach dem unteren Teile der Abb. 73 die Fläche

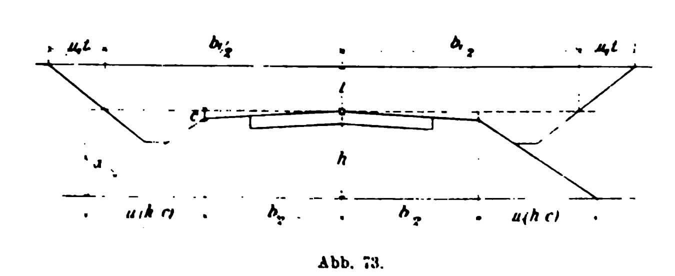


Abb. 73.

$$F = bh - c \cdot \frac{b}{2} + \mu (h - c)^2 - K$$

wobei h die in den Längenschnitt der Strasse eingezeichnete Auftragshöhe bedeutet, c das durch die Querneigung der Strassenoberfläche bestimmte Mass,

b die Kronenbreite der Strasse und $\mu = \operatorname{tg} \alpha$ das Böschungsverhältnis für dieselbe, endlich K den Querschnittsinhalt des Fahrbahnkörpers; oder auch

$$F = (b - 2\mu c)h + \mu . h^2 - c(\frac{b}{2} - \mu c) - K$$

und

$$F = \mu . h^2 + u . h - C \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (115$$

wenn zur Abkürzung

$$u = b - 2\mu c$$

$$C = c(\frac{b}{2} - \mu c) + K$$

gesetzt wird.

In ähnlicher Weise gilt für den Einschnitt im oberen Teile der Abb. 73

$$F = b_1 \, t + \mu_1 . t^2 + c . \frac{b}{2} + 2 \, G + K$$

oder

$$F = \mu_1 . t^2 + b_1 . t + C_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (116$$

wenn G den aus der Figur zu ersehenden Grabenquerschnitt und

$$C_1 = \frac{cb}{2} + 2 \, G + K$$

bedeutet.

Die hiernach für verschiedene Werte von h und t bestimmten Flächengrössen lassen sich entweder in Tabellen übersichtlich zusammenstellen, oder aber nach Goering durch Zeichnung als sogenannte Flächen- oder Profilmassstäbe zur Anschauung bringen. Was die letzteren betrifft, so ist zu beachten, dass in den Gleichungen 115 und 116 die Werte μh^2, bezw. $\mu_1 t^2$ durch Parabeln, die übrigen Glieder, nämlich uh — C, bezw. $b_1 t + C_1$ aber durch gerade Linien zur Darstellung gebracht werden. Dies ist in Abb. 74, in der die Werte von h oder t als Ordinaten aufgetragen gedacht sind, versinnlicht; die ausgezogenen Linien entsprechen der Gleichung 115, die punktierten der Gleichung 116. Geht man also mit einem bestimmten Werte von h oder t ein, so entspricht die Summe der zugehörigen Abszissen, d. h. der wagrecht gemessene Abschnitt zwischen Gerade und Parabel dem gewünschten Flächeninhalte.

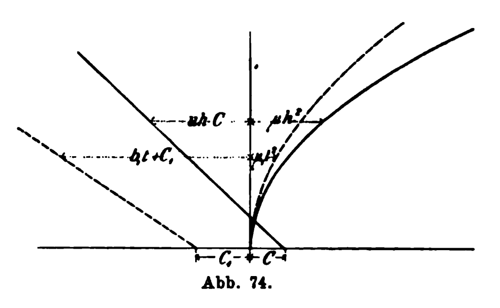


Abb. 74.

Geneigte Bodenfläche.

Die im vorstehenden besprochenen, für wagrechten Boden gültigen Tabellen und Flächenmassstäbe lassen sich unter Festhaltung der in der Strassenachse gemessenen Auftragshöhen und Abtragstiefen mit ausreichender Genauigkeit auch für den Fall anwenden, dass der Bodenquerschnitt eine schwach geneigte Gerade darstellt. Bis zu welcher Querneigung dies zulässig ist, hängt von der Grösse des dabei begangenen Fehlers ab. Die Grösse desselben ist durch den Inhalt des Dreiecks AEH (Abb. 75) bestimmt, das man erhält, wenn man durch den Bodenachspunkt J des

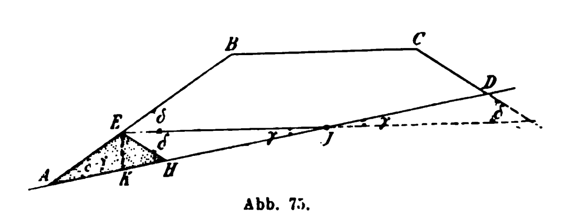


Abb. 75.

Querschnitts ABCD eine Wagrechte JE zieht und EH || CD macht. Teilt man dieses Dreieck durch die Lotrechte EK in zwei Dreiecke, so kann sein Inhalt

$$F_0 = \tfrac{1}{2}\, EK\,(AK + KH)\cos\gamma$$

gesetzt werden, mit γ den Neigungswinkel des Bodens zu der Wagrechten bezeichnet. Weiter ist nach der Abbildung, wenn δ den gegen die Wagrechte gemessenen Böschungswinkel bedeutet,

$$AK + KH = AH = AJ - HJ$$

oder, weil

$$AJ = EJ\,.\,\frac{\sin\delta}{\sin(\delta-\gamma)}$$

und

$$HJ = EJ\,.\,\frac{\sin\delta}{\sin(\delta+\gamma)},$$

$$(AK + KH)\cos\gamma = EJ\,.\,\sin\delta\left(\frac{1}{\sin(\delta-\gamma)} - \frac{1}{\sin(\delta+\gamma)}\right).\cos\gamma = 2\,.\,EJ\,.\,\frac{tg\gamma\,.\,tg\delta}{tg^2\delta - tg^2\gamma}$$

und endlich mit

$$EK = EJ\,.\,tg\gamma$$

die gewünschte Fehlergrösse

$$F_0 = (EJ)^2\,.\,\frac{tg\delta\,.\,tg^2\gamma}{tg^2\delta - tg^2\gamma} = (EJ)^2\,.\,\frac{\mu}{\nu^2 - \mu^2} \quad . \quad . \quad (117$$

$$tg\delta = cotg\,\alpha = \frac{1}{\mu},\; tg\gamma = \frac{1}{\nu}.$$

Um diesen Betrag würde die aus dem Flächenmassstabe (Abb. 74) mit der im Längenschnitt der Strasse verzeichneten Auftragshöhe oder Abtragstiefe entnommene Flächengrösse zu klein gefunden. Doch wäre es immerhin möglich, auch den richtigen Wert zu entnehmen mit Hülfe eines besonderen, vorher konstruierten Wertes von h oder t[1]).

Der oben berechnete Fehlerbetrag lässt sich ebenso wie früher der Flächeninhalt des ganzen Querschnitts, durch Parabeln und gerade Linien darstellen. Denn für einen Dammquerschnitt ist nach Abb. 75 und 73

$$EJ = \frac{b}{2} + (h - c)\,\mu$$

und dies in die Gleichung für F_0 eingesetzt, gibt den Fehler bei Auftrag zu

$$F_0 = \frac{\mu^3}{\nu^2 - \mu^2}\,.\,h^2 + \frac{\mu^2}{\nu^2 - \mu^2}\,(b - 2c\mu)\,h + \frac{\mu}{\nu^2 - \mu^2}\left(\frac{b}{2} - \mu c\right)^2$$

oder kürzer

$$F_0 = \xi\,.\,h^2 + w\,.\,h + C' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (118$$

Ebenso hat man für Einschnitte mit den Bezeichnungen der Abb. 73

$$EJ = \frac{b_1}{2} + \mu_1\,t$$

und damit den Fehler

$$F_0 = \frac{\mu_1^3}{\nu^2 - \mu_1^2}\,.\,t^2 + \frac{\mu_1^2}{\nu^2 - \mu_1^2}\,.\,b_1\,t + \left(\frac{b_1}{2}\right)^2.\,\frac{\mu_1}{\nu^2 - \mu_1^2}$$

oder mit kürzerer Bezeichnung

$$F_0 = \xi_1\,.\,t^2 + w_1\,.\,t + C'' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (119$$

Man kann also, ebenso wie früher den ganzen Inhalt des Querschnittes,

---

1) Siehe deshalb: Barkhausen, Erdarbeiten, Handbuch d. Baukunde, Abt. III, Hft. 4, S. 7.

so nun die zur Berichtigung dienende Grösse für jeden bestimmten Neigungswinkel γ des Bodens mit Hilfe eines Flächenmassstabes entnehmen [1]).

Auch bei ganz wagrechtem Boden ist der Flächenmassstab bei Einschnitten, deren Gräben eine andere Neigung haben als die Strasse, nicht ohne weiteres anwendbar, weil sich mit der Grabentiefe namentlich auch das Breitenmass b_1 ändert. Dasselbe gilt im Boden mit Querneigung für Querschnitte, welche zum Teil im Auftrag, zum Teil im Abtrag liegen und auch für volle Auf- und Abtragsquerschnitte, deren Bodenbegrenzung nicht einfach geradlinig ist. Um die Anwendung des Flächenmassstabes zu ermöglichen, lassen sich zwar, wie schon bemerkt, in diesen Fällen allerlei Umwandlungen an den Querschnittsfiguren vornehmen; dieselben werden aber dann zuweilen so umständlich und zeitraubend, dass man lieber gleich die gewünschte Fläche mit einem Planimeter oder dergleichen bestimmt. Sind die Querschnittsflächen in der vorstehend besprochenen Weise gefunden, so erfolgt die Massenbestimmung nach der mittleren Profilrechnung, während an Übergängen aus dem Damm in den Einschnitt die Formeln für keilförmige Körper in Anwendung kommen, deren Länge ebenfalls nur aus den Auftragshöhen und Abtragstiefen schätzungsweise abgeleitet wird.

Die Ergebnisse der Massenberechnungs-Arbeit werden in passend angeordnete Verzeichnisse übersichtlich eingetragen. Die Einrichtung solcher Verzeichnisse kann sehr verschieden sein je nach der Art der Berechnung, dem Genauigkeitsgrad der Arbeit und anderen, mehr äusserlichen Umständen. Es mag zweckmässig sein, nachstehend ein Verzeichnis zu besprechen, wie es zunächst für eine ins Einzelne gehende Berechnung geeignet wäre, das sich aber auch nach Bedürfnis vereinfachen liesse.

Massenberechnung.

Zwischen den Querschnitten	Auf- oder Abtrag	Vortrag	Grundfläche einzeln qm	Grundfläche Mittel qm	Länge m	Einzelinhalt cbm	Gesamtinhalt Auftrag cbm	Gesamtinhalt Abtrag cbm
$10^a - 10^b$	Auftrag	Pyramide Fläche bei 10^a	F_1		$\frac{1}{3} l$	$\frac{1}{3} F_1 l$		
		Prisma „ „ 10^a	F_2	$\frac{F_2+F_2'}{2}$	l	$\frac{F_2+F_2'}{2} \cdot l$		
		„ „ 10^b	F_2'					
		Keil „ „ 10^a	F_3		$\frac{1}{2} l_1$	$\frac{1}{2} F_3 l_1$		
		„ „ „ 10^a	F_4		$\frac{1}{2} l_2$	$\frac{1}{2} F_4 l_2$		
		Pyr. „ „ 10^a	F_5		$\frac{1}{3} l_3$	$\frac{1}{3} F_5 \cdot l_3$		
	Abtrag	Pyr. „ „ 10^b	F_3'		$\frac{1}{3} l_4$	$\frac{1}{3} F_3' l_4$	. . .	
		Keil „ „ 10^b	F_4'		$\frac{1}{2}(l-l_2)$	$\frac{1}{2} F_4'(l-l_2)$		
		„ „ „ 10^b	F_5'		$\frac{1}{2} l_5$	$\frac{1}{2} F_5' \cdot l_5$		
		„ „ „ 10^b	F_6'		$\frac{1}{2} l_6$	$\frac{1}{2} F_6' \cdot l_6$		
		Pyr. „ „ 10^b	F_7'		$\frac{1}{3} l_7$	$\frac{1}{3} F_7' l_7$		
								. . .
$10^b - 10^c$	. .							

Die Einträge in das vorstehende Verzeichnis sind der Abb. 70 entsprechend. Die auf jeder Strecke vorkommenden Massen sind nach Auf- und Abtrag getrennt und alle Einzelkörper nach Grundfläche, Länge und Inhalt aufgeführt.

[1]) Andere Verfahrungsweisen für einfache Formen der Querschnitte siehe: Goering, Massenermittelung, Massenverteilung und Transport-Kosten der Erdarbeiten. Ein einheitliches graphisches Verfahren zur Ermittelung der Veranschlagung der Erdbewegung bei allgemeinen und ausführlichen Vorarbeiten. 4. Aufl., Berlin 1902, S. 27 ff.

Indem man am Schlusse jeder Seite die Summe der Auf- und Abträge zieht und schliesslich eine Zusammenstellung der Seitenergebnisse macht, erhält man die Gesamtsumme des Auf- und Abtrags für die ganze Strassenanlage.

Eine solche eingehende Berechnungsweise wird nun allerdings, wie schon gelegentlich bemerkt, in den meisten Fällen der Anwendung nicht am Platze sein. Man würde wohl, um bei dem früheren Beispiele (Abb. 70) zu bleiben, die Auskeilungslinie beiläufig zeichnen, dann aber die ganze Masse vielleicht in 3 Teilen rechnen, nämlich als

Prisma mit der mittleren Fläche $\frac{F_1 + F_2 + F_2'}{2}$ und der Länge l,

Pyramide mit der Grundfläche $(F_3 + F_4 + F_5)$ „ „ „ l,

„ „ „ „ $(F_3' + F_4' + F_5' + F_6' + F_7')$ und der Länge l_6,

wobei das Verzeichnis wie vorher angeordnet bleiben könnte.

Allgemeine Regeln über das Verhalten in solchen und anderen Fällen lassen sich jedoch nicht aufstellen; praktischer Sinn wird den veranschlagenden Ingenieur immer sicher leiten. Zur weiteren Erläuterung und weil später noch besonders Bezug darauf genommen werden soll, mag mit Beibehaltung des bisherigen Verzeichnisses ein kurzes Stück einer Erdmassenberechnung, wie sie zurzeit öfters beim Bau der K. bayer. Eisenbahnen durchgeführt wird, Platz finden.

Massenberechnung.

Zwischen den Querschnitten		Vortrag	Grundfläche		Länge	Einzelinhalt	Gesamt-Inhalt	
			einzeln	Mittel			Auftrag	Abtrag
			qm		m	cbm	cbm	
15—16	Auftrag	Querschnitt Nr. 15	8,0					
		a	6,0	7,0	25,0	175,0		
		b	3,4	4,7	25,0	117,5		
		c	1,5	2,5	25,0	62,5		
		Auskeilung		0,7	17,0	11,9		
		Hiervon ab der vom Durchlass Nr. III eingenommene Raum				366,9 2,4		
							365	
	Abtrag	15	0,4					
		a	0,3	0,4	25,0	10,0		
		b	0,2	0,3	25,0	7,5		
		c	0,4	0,3	25,0	7,5		
		16	2,0	1,2	25,0	30,0		
								55
		Summa 15—16					365	55
16 - 17	Abtrag	16	2,0					
		a	5,0	3,5	20,0	70,0		
		b	7,4	6,2	30,0	186,0		
		c	11,0	9,2	28,0	257,6		
		d	0,6	5,8	7,0	40,6		
		17	0,4	0,5	15,0	7,5		
								562
	Auftrag	d	0,2					
		17	0,3	0,25	15,0	3,8		
							4	
		Summe 16—17					4	562

Zwischen den Querschnitten		Vortrag	Grundfläche einzeln	Grundfläche Mittel	Länge	Einzelinhalt	Gesamt-Inhalt Auftrag	Gesamt-Inhalt Abtrag
			qm	qm	m	cbm	cbm	cbm
17—18	Abtrag	17	0,4					
		a	6,2	3,3	25,0	82,5		
		b	11,2	8,7	13,7	119,2		
		Auskeilung b—c		5,6	9,3	52,1		
		desgl. c—d		7,5	6,0	45,0		
		d	15,1					
		18	11,4	13,3	30,0	399,0		
		Hierzu Überfahrt Nr. 5						
		2	1,2					
		4	4,8	3,0	18,4	55,2		
		7	0,3					
		6	4,3	2,3	11,4	26,2		
								779
	Auftrag	Auskeilung 17—a		0,3/2	6,0	0,9		
		desgl. b—d		5,4/2	16,0	43,2		
							44	
		Summa 17—18					44	779

Abgesehen von der einfacheren Berechnungs- und Eintragsweise ist zu dem vorstehenden Beispiele nur noch zu bemerken, dass dabei immer die Gesamtsumme des Auf- und Abtrags zwischen je zwei Hauptquerschnitten gezogen ist.

Eine andere Art der Aufschreibung zeigt das folgende Verzeichnis[1])

Laufende Nr.	Station des Querschnitts	Wahre Höhe des Abtrag	Wahre Höhe des Auftrag	Grabentiefe rechts	Grabentiefe links	Berichtigte Querschnittsfläche Abtrag bis Strassenoberfl.	Abtrag Graben rechts	Abtrag Graben links	Abtrag Zuschläge	Abtrag Summe	Auftrag Damm	Auftrag Zuschläge	Auftrag Summe	Querschnittsfläche für Querausgleich	Querschnittsfläche für Längsbeförderung	Mittlere Querschnittsfläche für Querausgleich	Mittlere Querschnittsfläche für Längsbeförderung	Querschnitts-Entfernung	Masse des Querausgleiches	Masse der Längsbeförderung Abtrag	Masse der Längsbeförderung Auftrag	Masse vom Beginn der Strecke an Boden verfügbar	Masse vom Beginn der Strecke an Boden fehlt	Von der Abtragsmasse sind Sand	Von der Abtragsmasse sind Ton	Von der Abtragsmasse sind	Nähere Bezeichnung der besonderen Zuschläge in Spalte 10 u. 13
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.

wobei Massenberechnung und Lösung vereinigt erscheinen. Dasselbe ist leicht verständlich. Näheres darüber s. a. a. O. Ausserdem sei in dieser Hinsicht noch verwiesen auf: Handbuch der Ingen.-Wissenschaften, 1. Teil, 1 Bd., Kap. I, Vorarbeiten für Eisenbahnen und Strassen, bearb. von Oberschulte, 4. Aufl. Leipzig 1904. Über die Verbindung der Massenberechnung mit der Massenverteilung wird später nochmals die Rede sein.

---
1) Barkhausen, Erdarbeiten, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Hft. 4, S. 10.

II. Zerlegung des Abtrags nach Bodenarten.

Das Abgraben oder Lösen der Erdmassen erfordert je nach der Kohäsion und den sonstigen physikalischen Eigenschaften der Bodenarten und je nach den besonderen Umständen einen verschieden grossen Arbeitsaufwand. Bei Besprechung der inneren Beschaffenheit des Bodens ist schon darauf hingewiesen worden, dass man gerade hiernach die Bodenarten zu unterscheiden und beispielsweise 12, gewöhnlich aber weniger Abtragsklassen anzunehmen pflegt.

Aufgabe des zweiten Teils der Vorausmasse für Erdarbeiten ist es nun anzugeben, welche Abtragsklassen im gegebenen Falle vorkommen und wie sich in dieser Hinsicht die berechnete Gesamtmasse des Abtrags gliedert. Bei einfachen Kosten-Überschlägen wird diese Zerlegung rein schätzungsweise vorgenommen, aber auch bei Herstellung eingehender Kostenanschläge ist das anzuwendende Verfahren ein ziemlich einfaches, indem man die durch vorausgegangene Bodenuntersuchungen ungefähr festgestellten Grenzen zwischen den auftretenden verschiedenen Bodenarten in die Strassenquerschnitte einträgt und sodann die schon vorher bestimmte Abtragsmasse hiernach schätzungsweise zerlegt. Das Ergebnis dieser Arbeit wird wieder übersichtlich, z. B. in folgender Weise, zusammengestellt:

Zerlegung des Abtrags nach Bodenarten.

Zwischen den Querschnitten Nr.	sind zu lösen und 1 mal zu werfen oder zu laden						
	III. Kl. cbm	IV. Kl. cbm	V. Kl. cbm	VI. Kl. cbm	cbm	cbm	Summe cbm
15—16	40	15					55
16—17	150			412			562
17—18	140			639			779

Hierzu sind nur wenige Bemerkungen erforderlich. Die Nummern der Abtragsklassen, wie sie im gegebenen Falle in Frage kommen, werden in die dafür offen gehaltenen Reihen nach Bedürfnis eingetragen. Die vorstehenden Einträge beziehen sich auf die, S. 196 gegebene Massenberechnung. Die für jede Strecke gezogene Quersumme muss mit der, in der Massenberechnung stehenden Abtragsmasse dieser Strecke stimmen, und das Gesamtergebnis der mit „Summe" überschriebenen Reihe mit der ganzen, bei Ausführung der Strasse abzutragenden Erdmasse.

III. Festsetzung der Beförderungsweite für die Abträge.

Massenverteilung.

Um für eine zu erbauende Strasse die Kosten berechnen zu können, die das Abgraben des Bodens verursacht, muss nach den vorstehenden Darlegungen die ganze, vorher berechnete Einschnittsmasse mit Rücksicht auf ihre geognostische Beschaffenheit in Unterabteilungen zerlegt werden. Eine andere Zerlegung, hinsichtlich der Entfernung, auf die die einzelnen Massen verbracht (transportiert) werden müssen, erfordert die Veranschlagung der Beförderungs- oder Verbringungskosten. Letztere kann vorgenommen werden, sobald man sich zu einer bestimmten Verteilung der Massen entschlossen hat, sobald also die Grösse der Dämme und Einschnitte feststeht und eine Entscheidung darüber getroffen ist, inwieweit die Einschnittsmassen zur Dammbildung Verwendung finden können,

welche Ablagerungen nötig werden und an welchen Stellen etwa sogenannte Füllgruben d. h. Einschnitte lediglich zur Gewinnung von Bodenmassen seitlich der Strasse anzulegen sind.

Im allgemeinen wird man eine Ausgleichung der Massen anstreben, d. h. man wird die Dämme und Einschnitte, unbeschadet aller sonstigen Regeln über die Anordnung von Strassenlinien, so gross zu machen suchen, dass sich die benötigten und die gewonnenen Massen einander decken, weil hierdurch die gesamte Massenbewegung und die Ausführungskosten am kleinsten werden. Es lässt sich dies gewöhnlich unschwer ausführen. Zieht sich z. B. die Strasse an einer Talwand hin, so dass eine grössere Anzahl von Querschnitten einerseits Abtrags-, anderseits Auftragsflächen zeigen, so kann man unter Beibehaltung des Aufrisses, nur durch eine, oft geringfügige Änderung des Grundrisses das Verhältnis der Auf- und Abtragsmassen nach Bedürfnis ändern. Zeigt dagegen die Bodenoberfläche in der Strassenrichtung eine wellige Bildung, senkrecht dazu aber nur mässige Steigungen, so ist eine Verlegung des Aufrisses unter Beibehaltung des Grundrisses besonders angezeigt. Und so kann es sich unter Umständen auch empfehlen, gleichzeitig Änderungen an der zuerst angenommenen Strassenlinie nach Grund- und Aufriss vorzunehmen.

Die Forderung einer Ausgleichung der Massen lässt sich jedoch, wie schon eingangs angedeutet wurde, nur unter gewissen beschränkenden Voraussetzungen aufrecht erhalten. Sie muss aufgegeben werden aus verschiedenen Gründen:

1. Wenn das in einem Einschnitte gewonnene Material wegen zu geringer Güte überhaupt nicht zur Dammbildung geeignet ist, oder wenn dasselbe umgekehrt einer höher stehenden Verwendung zugeführt werden kann, wie z. B. Kies oder Gestein zur Betonbereitung, zur Bildung von Grundbau oder Kleingeschläg für den Strassenkörper oder zur Herstellung von Mauerungen.

2. Wenn eine Abtragsmasse zur Erzielung der Ausgleichung auf zu grosse Entfernungen hin verbracht werden müsste, wenn es also billiger käme, das im Einschnitt gewonnene Material in nächster Nähe als „toten Damm" abzulagern, die an der Aufdämmungsstelle erforderliche Masse aber gleichfalls aus nächster Nähe aus Füllgruben zu beziehen. Es handelt sich dann nur um eine Vergleichung der Kosten, die einerseits die Erwerbung der Ablagerungsstelle und die Herstellung des toten Dammes, sowie die Grunderwerbung für die Füllgrube, die Abgrabung des Materials dortselbst und seine Verbringung zum Damme, anderseits der Transport auf die grosse Entfernung hin verursacht.

3. Von einer Ausgleichung der Auf- und Abtragsmassen wird man unter Umständen auch mit Rücksicht auf den Baubetrieb absehen müssen, wenn beispielsweise die Einschnittsarbeiten sich nicht so beschleunigen liessen, dass die von ihnen abhängigen Dämme innerhalb bestimmter Zeit fertiggestellt werden könnten, oder wenn der Weg zur Verbringung des Abtrags zum Damm über einen grösseren Kunstbau führte, der zur Zeit der Ausführung der Erdarbeiten noch nicht vollendet wäre, so dass die Herstellung teuerer Hilfsgerüste erforderlich würde, oder wenn in grossen, zugleich an mehreren Stellen anzugreifenden Einschnitten zur Beschleunigung der Arbeit Massen abgelagert werden müssten.

Unter Ziffer 2 und 3 sind allerdings Fälle benannt, wie sie besonders bei den grösseren Erdmassen-Bewegungen der Eisenbahnen auftreten, die aber doch der Vollständigkeit halber hier Erwähnung finden sollten.

Die für seitliche Ablagerungen oder Füllgruben erforderlichen Plätze müssen natürlich zweckentsprechend gewählt werden, dass ihre Erwerbung keine hohen Kosten verlangt, die Verbringung des Materials zu ihnen hin oder von ihnen

her möglichst einfach und leicht geschehen kann und die Füllgruben geeignete, leicht zu lösende Bodenarten liefern.

Massen-Nivellement v. Bruckner. Aus den bisherigen Darlegungen geht hervor, dass eine wichtige Aufgabe bei der Ausarbeitung eines Strassenentwurfs dahin geht, die zweckmässigste Verteilung der Erdmassen festzustellen. Die Lösung dieser Aufgabe ergibt sich in sehr einfacher und übersichtlicher Weise mit Hilfe des sogenannten Massennivellements (Massenprofils), das vor mehr als 50 Jahren von dem bayerischen Ingenieur August Bruckner[1]) angewendet und später von Bauernfeind, Culmann, Eickemeyer, Launhardt und anderen weiter ausgebildet wurde[2]).

Dasselbe gründet sich auf die Massenberechnung, deren Ergebnisse zunächst in der „Massentabelle" etwa in folgender Weise übersichtlich zusammengestellt werden. In der ersten Reihe stehen die Strecken verzeichnet, auf denen sich die berechneten Auf- und Abtragsmassen vorfinden, in den nächsten Reihen diese selbst mit den Angaben, ob die Abträge ganz zur Dammbildung verwendet werden dürfen, oder welcher Teil derselben etwa als unbrauchbar oder wegen anderer Verwendung ausgeschieden werden soll. Die Abträge sind auch noch mit einer gewissen Erfahrungszahl zu multiplizieren, um

Massen-Tabelle.

Zwischen den Querschnitten Nr.	Abtrag im ganzen	Abtrag nach Abzug der auszuscheidenden Massen −	Auftrag +	Verfügbarer Abtrag / Notwendiger Auftrag	Massen-Cote
0—0a	—	—	152	+ 152	1152
0a—0b	32	16	40	+ 24	1176
0b—1	24	8	—	— 8	1168
1—1a	118	118	—	— 118	1050
1a—1b	90	90	—	— 90	960
1b—2	221	221	—	— 221	739
2—2a	49	49	—	— 49	690
2a—2b	149	149	—	— 149	541
2b—3	163	163	13	— 150	391
3—3a	—	—	211	+ 211	602
3a—4	—	—	119	+ 119	721
4—4a	—	—	19	+ 19	740
4a—4b	90	90	—	90	650
4b—5	519	519	—	— 519	131

dem Umstande Rechnung zu tragen, dass sich die abgegrabenen Massen auflockern und in den Dämmen, auch nach deren erfolgten Setzung, einen etwas grösseren Raum als ursprünglich, vor ihrer Lösung im Einschnitte, einnehmen[3]). Unter der Voraussetzung, dass es am zweckmässigsten ist, die in einer Strecke gewonnene Abtragsmasse in erster Linie zur Deckung des auf derselben Strecke erforderlichen Auftrags zu benützen und erst den Rest weiterhin in eine andere Strecke zu schaffen, wird der Unterschied zwischen je zwei zusammengehörigen

1) Bauernfeind, Vorlegeblätter zur Strassen- und Eisenbahnbaukunde mit erläuterndem Texte und einer Abhandlung über Erdabgleichung und Transportweiten, München 1856.

2) Culmann, Die Graphische Statik, Zürich 1866. Eickemeyer, Das Massen-Nivellement und dessen praktischer Gebrauch, Leipzig 1870. Launhardt, Das Massen-Nivellement 1874, 2. Aufl., Hannover 1877. Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. H., Der Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877.

3) Reiner Kies und Sand erfahren nur eine unwesentliche Auflockerung, lehmige Erden eine solche von 3—6%, bedeutend aber, bis 20% und mehr, kann die Auflockerung bei Bruchsteinen werden, wenn nicht zugleich feinere Massen anfallen, welche zur teilweisen Füllung der Hohlräume dienen.

Zahlen gebildet und diesen dabei von vorneherein ein bestimmtes Vorzeichen zugelegt. (Oben sind die Aufträge als positive Grössen aufgefasst.) Die so gewonnenen positiven und negativen Zahlen, erforderliche Damm- und verwendbare Einschnittmassen darstellend, kommen in die vorletzte Reihe zu stehen. Die letzte Reihe aber nimmt die sogenannten Massencoten auf, die man durch algebraische Addition der in der vorausgehenden Reihe stehenden Zahlen erhält. Damit diese Coten alle positiv ausfallen, geht man bei Beginn der Rechnung von einer beliebig zu wählenden, hinreichend grossen Anfangscote aus.

Aus der zur Erläuterung beigesetzten Massentabelle würde man also unter anderem sofort erkennen, dass auf der Strecke zwischen den Querschnittsebenen 0^a und 0^b 40 cbm Auftragsmasse erforderlich sind, und dass ebenda 32 cbm Abtrag gewonnen werden, wovon jedoch aus irgendwelchen Gründen nur 16 cbm zur Dammbildung verwendbar sind. Da diese 16 cbm nach dem oben angegebenen Grundsatze zunächst zur Deckung des in der gleichen Strecke erforderlichen Auftrags Verwendung finden, so verbleibt in der Strecke 0^a — 0^b ein von auswärts zu deckender Bedarf von 24 cbm. In der nächsten Strecke 0^b — 1, wo gar keine Auftragsmassen vorkommen, sind die, von 24 cbm gewonnener Abtragsmasse zur Dammbildung geeigneten 8 cbm vollständig zur Verfügung für andere Strecken.

Der mit dem Namen Massen-Nivellement bezeichnete Linienzug ergibt sich nun, indem man, wie beim abgewickelten Längenschnitte (Längen-Nivelle-

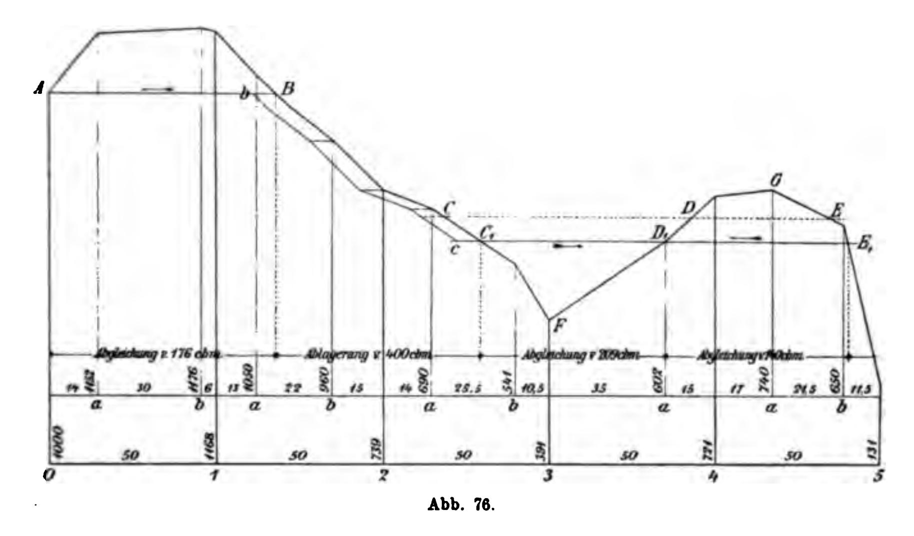


Abb. 76.

ment) der Strasse, die Profilteilung zeichnet, statt der Höhencoten aber die Massencoten aufträgt, in irgend einem passenden Massstabe, so dass etwa 1 cm 50 cbm bedeutet und die so gewonnenen Punkte geradlinig miteinander verbindet. In Abb. 76 ist dies mit den in der vorstehenden Massentabelle verzeichneten Massencoten geschehen.

Vergegenwärtigt man sich, dass die Massencote einer Stelle nichts anderes ist als die algebraische Summe aller, von Anfang an bis zu dieser Stelle nach auswärts hin abzugebenden und von auswärts her zu beziehenden Ab- und Auftragsmassen, und berücksichtigt man, dass den Aufträgen das Zeichen +, den Abträgen aber das Zeichen — beigelegt wurde, so wird man ohneweiters die Richtigkeit folgender Sätze anerkennen können.

1. Jede von links nach rechts fallende Strecke, Bezugslinie des Massen-Nivellements, bedeutet überschüssigen, verfügbaren Abtrag, jede in derselben Richtung steigende Strecke, Verbrauchslinie, notwendigen, fehlenden Auftrag.

2. Die Menge des auf einer Strecke vorhandenen überschüssigen Abtrags oder fehlenden Auftrags ist durch den lotrechten Abstand der Endpunkte dieser Strecke gegeben. Je steiler die Strecke ist, um so grössere Massen, auf die Längeneinheit ausgeschlagen, sind in Frage; eine wagrechte Strecke zeigt an, dass daselbst weder Auftrag notwendig, noch Abtrag verfügbar ist.

3. Zwischen allen, auf einer Wagrechten liegenden Punkten des Massen-Nivellements ist eine vollständige Ausgleichung der Damm- und Einschnittmassen möglich.

Zieht man also zwischen einer fallenden und einer steigenden Strecke des Massen-Nivellements zwei wagrechte Linien, so bestimmen dieselben durch ihren gegenseitigen Abstand eine Masse, durch ihre Endpunkte aber Stellen der Strassenlinie, wo eine Masse von dieser Grösse zur Verfügung steht, bezw. wo eine solche benötigt ist. Ausserdem kann man sich gestatten, als mittlere Entfernung der so bezeichneten Bezugs- und Verbrauchs-Stellen die mittlere Länge der wagrechten Linien anzunehmen. Eine solche Bestimmung der Beförderungsweiten ist zwar insofern nicht ganz zutreffend, als die wirkliche mittlere Entfernung für eine Abtragsmasse, die an einem anderen Orte zu einem Dammkörper aufgeschüttet wird, gleich dem Abstande der Schwerpunkte beider Körper ist, allein das angegebene Verfahren ist dem Genauigkeitsgrade der ganzen Berechnung entsprechend und empfiehlt sich wegen seiner Einfachheit und Übersichtlichkeit.

Nach dem Gesagten ist es nun leicht zu zeigen, in welcher Weise die Verteilung der Erdmassen auf Grund des Massen-Nivellements geschehen kann. Zunächst sollen unter Zugrundelegung der Abb. 76 einige Betrachtungen angestellt, dann aber die Gesichtspunkte erörtert werden, die für die Verteilung der Massen bei einem längeren Massennivellement ausschlaggebend sind.

Aus Abb. 76 ersieht man, dass auf der Strecke vom Querschnitte 0 bis 0^b 176 cbm Damm-Masse erforderlich sind und dass von da ab auf grosse Ausdehnung hin Abtrag zur Verfügung steht. Zieht man also von dem Anfangspunkte A des ansteigenden Linienzugs aus eine Wagrechte bis zum Durchschnittspunkte B mit der folgenden Bezugslinie, so zeigt sich, dass die für die Dammstrecke zwischen 0 und 0^b erforderliche Masse durch den Abtrag gedeckt werden kann, welcher zwischen 0^b und 1^a, sowie teilweise zwischen 1^a und 1^b zur Verfügung ist. Da die Entfernungen, auf die die bezeichneten Massen zur Erzielung der Ausgleichung verbracht werden müssen, nur mässige sind, und keine anderen Gründe vorliegen, die gegen die in Rede stehende Verteilung sprechen würden, so kann dieselbe wohl festgehalten werden. Bei der weiteren Besprechung soll der Einfachheit halber nur das Massenprofil in Betracht kommen, soweit es durch Abb. 76 gegeben ist, es soll also vorausgesetzt werden, dass aus irgend welchen Gründen weder von den auf der Strecke zwischen den Querschnitten 0 und 5 anfallenden Massen Teile über den Querschnitt 5 hinaus befördert, noch dass von auswärts Massen nach irgend einer Stelle zwischen Querschnitt 0 und 5 hin bezogen werden sollen. Unter dieser Voraussetzung würde mit der Annahme der zunächst willkürlich gewählten wagrechten Verteilungslinie CDE bestimmt sein, dass die zwischen B und C anfallende Abtragsmasse nicht zur Dammbildung verwendet, sondern abgelagert werden solle, dass weiter die zwischen C und D einerseits, und zwischen D und E anderseits vorkommenden Auf- und Abträge gegenseitig zur Ausgleichung kommen, und

endlich die jenseits E noch unverwendet bleibenden Abtragsmassen in einem toten Damme untergebracht werden sollen. Hätte man, statt der Linie CDE, die andere $C_1D_1E_1$ angenommen, so wäre damit auch eine andere Verteilungsart bestimmt; es würde nun von der zur Bildung des zwischen F und G befindlichen Dammes erforderlichen Auftragsmasse weniger wie vorhin unter Vorwärtsbeförderung (in der Richtung CD) und mehr unter Rückwärtsbeförderung herbeigeholt werden, und es würde infolgedessen auf der Strecke 1—3 mehr, und hinter dem Querschnitte 4 weniger Material als früher zur Ablagerung kommen. Für jede angenommene Verteilungslinie ergeben sich besondere Kosten der durch sie bestimmten Massenbewegung; man muss nun wünschen, jene Verteilungslinie zu kennen, die die geringsten Ausführungskosten verursacht. Diese zu finden ist nicht schwer: Man nimmt eine Abgleichungslinie an, von der man glaubt, dass sie ungefähr entspricht, denkt sich dieselbe um 1 cbm (um $^1/_5$ mm, wenn die Massencoten im Massstabe: 1 cm = 50 cbm aufgetragen wurden) nach auf- oder abwärts verschoben und sieht zu, ob die Kostenänderung infolge dieser Verschiebung Null ist oder nicht. Könnte durch die Verschiebung weder eine Mehrung, noch eine Minderung der ursprünglichen Kosten erzielt werden, so wäre die angenommene Linie die richtige gewesen, andernfalls wäre leicht zu erkennen, in welchem Sinne eine grössere Verschiebung vorgenommen werden muss, um sich der richtigen Abgleichungslinie zu nähern.

Wäre z. B. die wagrechte Linie CDE angenommen worden und würde dieselbe um 1 cbm nach abwärts verschoben, so setzte sich die Kostenänderung aus folgenden Teilen zusammen:

1. Mehrung wegen Ablagerung 1 Kubikmeters, wobei Grunderwerbungs- und Beförderungskosten erwachsen,
2. Minderung um den Kostenbetrag, den die Beförderung 1 Kubikmeters auf die Entfernung CD verursacht, dafür
3. Mehrung, weil dieser Kubikmeter nun auf die Entfernung DE zu verbringen ist,
4. Minderung um die Ablagerungskosten 1 Kubikmeters auf der Strecke hinter E.

Kostete die Grunderwerbung der Ablagerungsplätze bei C und bei E gleich viel und wäre auch ihre Entfernung von der Strasse in beiden Fällen die gleiche, so ergebe sich offenbar die zweckmässigste Lage der Abgleichungslinie im Falle der Abb. 76 unter der Bedingung CD = DE.

Schwieriger stellt sich die Lösung der Aufgabe, die zweckmässigste Massenverteilung innerhalb eines langen Massennivellementszuges anzugeben, der oft sich wiederholende Wechsel von steigenden und fallenden Strecken, eine grosse Zahl von Erhebungen und Vertiefungen aufweist. Diese Aufgabe ist besonders gründlich von Launhardt[1]) und Winkler[2]) behandelt worden, auf deren Arbeiten, namentlich die von Launhardt, deshalb im folgenden hauptsächlich Bezug genommen ist.

Wie aus den bisherigen Darlegungen hervorgeht, wird durch jede wagrechte, die Massennivellementslinie durchschneidende Gerade eine Verteilungsart der Massen festgelegt. Bestünde nach Abb. 77 das Massennivellement nur aus einem steigenden und einem unmittelbar darauffolgenden fallenden Linienzug, so würde die wagrechte Gerade hbdf, eine sogenannte „Massengleiche", angeben, dass die auf der Strecke cd vorhandene Abtragsmasse zur Bildung des ihr ent-

1) Launhardt, Das Massennivellement, 2. Aufl., Hannover 1877.
2) Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Heft, der Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877.

sprechenden Dammes auf der Strecke bc verwendet, der Damm vor b aber mit der aus einer besonderen Füllgrube zu gewinnenden Masse hergestellt und die hinter d anfallende Abtragsmasse seitlich der Strasse abgelagert werden solle.

Die Lage der Füllgrube ist dabei durch die Linie hi, die Lage des toten Dammes durch fg dargestellt, so dass die auf die Wagrechte zurückgeführte Beförderungsweite jedes seitlich zu verbringenden Kubikmeters aus der Darstellung entnommen werden kann.

Rückt man die Massengleiche bd nach unten, so wird sowohl der Füllgrubenbezug, wie auch die Ablagerung verkleinert und es werden die gegeneinander durch Längsbeförderung abzugleichenden Massen vergrössert. Bei Parallelverschiebung der Massengleiche nach oben würde das Entgegengesetzte eintreten.

Um die zweckmässigste Verteilungsart zu finden, nimmt man die Massengleiche bd beliebig an und sieht zu, welche Kostenänderung sich bei deren Parallelverschiebung um 1 cbm, etwa nach unten, ergibt. Die Folgen einer solchen Verschiebung wären, dass

1. 1 cbm weniger aus der Füllgrube bezogen,
2. 1 cbm mehr von b nach d verbracht,
3. 1 cbm weniger seitlich abgelagert

würde. Sind k_1, k_2 und k_3 die diesen Änderungen entsprechenden Kosten, wobei k_1 sich aus den Kosten der Grunderwerbung (5 bis 20 Pfg. für 1 cbm), der Abgrabung eines Kubikmeters in der Grube und des Seitentransportes aus der Grube in den Strassendamm zusammensetzt, k_3 aber aus zwei Teilen besteht, nämlich aus den Kosten für die Grunderwerbung und den Seitentransport zum Ablagerungsplatz, so berechnet sich die Kostenänderung infolge der Verschiebung zu

$$\triangle = k_2 - (k_1 + k_3).$$

Fiele $\triangle$ negativ aus, so müsste man die Parallelverschiebung nach unten fortsetzen, bis $\triangle = 0$ wird; wäre $\triangle$ von vorneherein positiv gewesen, so müsste eine Verschiebung nach aufwärts vorgenommen werden, bis sich der Übergang aus dem Positiven ins Negative einstellt.

In Abb. 77 ist der Fall dargestellt, dass eine Verschiebung nach unten vorgenommen werden muss und dass ABDF die zweckmässigste Massengleiche darstellt.

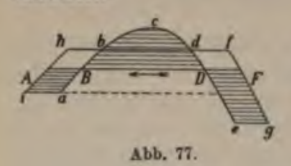


Abb. 77.

Sollte der Fall eintreten, dass bei der Verschiebung der Massengleiche ein Endpunkt des Linienzugs (in Abb. 77 der Punkt a) erreicht würde, noch ehe $\triangle = 0$ geworden, so würde die durch a gezogene Massengleiche die sogenannte Grenzgleiche darstellen, nach der jetzt die Abgleichung vorzunehmen wäre[1]).

Hätte man bei einer aus mehreren Erhebungen und Vertiefungen bestehenden Massennivellementslinie nach Abb. 78 eine Massengleiche bd angenommen unter der Voraussetzung, dass die Transportweite bd nicht zu bedeutend wäre,

---

[1]) Bei Strassenbauten mit kleinen Dämmen und Einschnitten, wo die Beförderungsweiten und daher auch die Beförderungskosten verhältnismässig klein sind, fallen die Grunderwerbungskosten für Füllgrube und Ablagerungsplatz, besonders aber die Abgrabungskosten in der Füllgrube stark ins Gewicht, so dass meistens die Grenzgleiche zur Geltung gelangt.

Betrügen z. B. die Grunderwerbungskosten für 1 cbm Füllgruben- oder Abtragsmasse auch nur 5 ₰ und die Abgrabungskosten 40 ₰, so würde deren Summe, ohne die Kosten für die seitliche Beförderung, schon 2 . 5 + 40 = 50 ₰ ausmachen, während die Beförderungskosten k_2 für Entfernungen von 100, 200, 300 und 400 m bezw. etwa 25, 36, 44, 50 ₰ betragen würden.

so hätte man damit wieder festgesetzt, dass vor b eine Füllgrube anzulegen, zwischen b und d eine Massenausgleichung zu bewirken und hinter d wieder eine Ablagerung zu denken sei. Die zweckmässigste Lage BD dieser Massengleiche würde wie oben durch Probieren bestimmt und an ihrer Stelle müsste die durch a gehende Grenzgleiche festgehalten werden, falls die zweckmässigste Massengleiche unter den Punkt a zu liegen käme. Innerhalb der Strecke BD können die Massen noch sehr verschiedenartig verteilt werden; es kommt darauf an, sie ebenfalls möglichst zweckmässig zu verteilen. Deshalb nimmt man eine sogenannte „Ausgleichungslinie zweiter Ordnung“, in Abb. 78 m n o p q r s t an, stellt sich also vor, dass die Abtragsmasse der Strecke tD zur Bildung des Dammes Bm verwendet wird, und auf den Strecken mn, no, op, pq, qr, rs und st ein Ausgleich zwischen Auf- und Abtrag erfolgt. Hierauf verschiebt man diese Massengleiche um 1 cbm, etwa nach unten, wodurch man die Beförderungskosten eines Kubikmeters je auf die Entfernungen tm, sr, qp und on erspart, dagegen 1 cbm je auf die Entfernungen mn, op, qr und st befördern muss, und berechnet die Kostenänderung infolge der Verschiebung. Je nach dem Ausfall dieser Rechnung wird die ursprüngliche Ausgleichungslinie mt um ein endliches Stück nach oben oder unten verschoben und ihre zweckmässigste Lage MT ohne Schwierigkeit festgelegt.

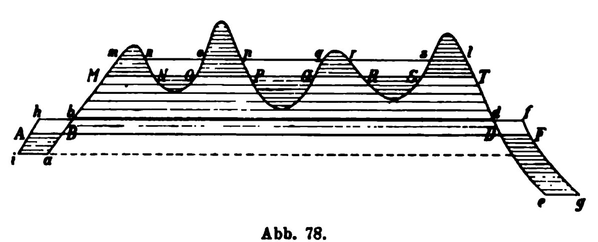


Abb. 78.

Alle bisherigen Betrachtungen bleiben selbstverständlich in Gültigkeit, wenn der Massennivellementszug mit einer fallenden Linie beginnt und mit einer steigenden schliesst.

Zur Lösung der Aufgabe, die zweckmässigste Massenverteilung innerhalb eines langen Massennivellements anzugeben, empfiehlt es sich

1. die vorstehend geschilderte Massenverteilung im einzelnen durch Einzeichnen der zweckmässigen Massengleichen BD, bezw. der an ihre Stelle tretenden Grenzgleichen darzustellen, wobei man diese, entsprechend dem in Abb. 78 dargestellten Fall, so lang zu machen sucht, als nur immer mit Rücksicht auf die in Aussicht zu nehmende Transportart als zulässig erscheint.

Man ersieht alsdann, inwieweit eine Verteilung überhaupt durchführbar wäre und an welchen Stellen notwendigerweise Füllgruben oder tote Dämme anzulegen sind. Die durch die eingezeichneten Massengleichen bedingte Massenausgleichung ist aber nur durchführbar, wenn zwei benachbarte zweckmässige Massengleichen, wie z. B. BD und B'D' in Abb. 79, oder eine solche Massengleiche und eine Grenzgleiche (Abb. 80 und 81), oder endlich nach Abb. 82 zwei

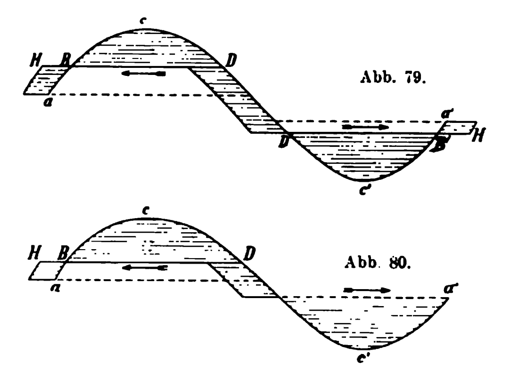
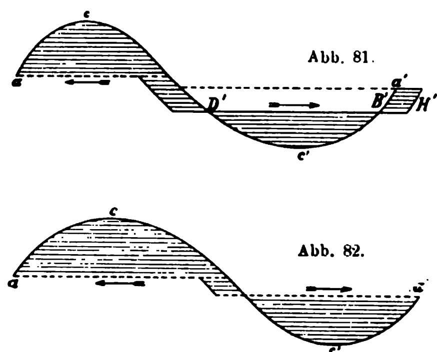


Abb. 79.

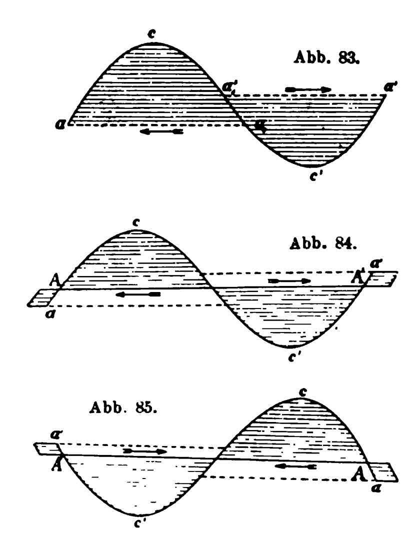
Abb. 80.

benachbarte Grenzgleichen unbeeinflusst voneinander bestehen. In der Regel wird dies nicht der Fall sein, wenn nämlich die fraglichen Massen- oder Grenzgleichen so gegeneinander zu liegen kommen, dass über eine Abtrags- oder Auftragsmasse eine doppelte Bestimmung getroffen wird. Im Falle der Abb. 83 z. B. sollte der auf der Strecke $a_1 a_1'$ liegende Abtrag sowohl für den Damm ac wie für die aufgedämmte Strecke c'a' Verwendung finden.



In solchen Fällen, insbesondere dem der Abb. 83, bleibt also nichts anderes übrig, als an Stelle der beiden Grenzgleichen eine einzige Abgleichungslinie zu setzen und deren Lage AA' (Abb. 84) durch Probieren so zu bestimmen, dass durch Parallelverschiebung derselben eine Kostenminderung nicht mehr erzielt werden kann

Im Falle der Abb. 84 würde auf solche Weise festgelegt, zu welchen Teilen die im Einschnitt anfallende Bodenmasse zur Bildung der beiderseitigen Dämme verwendet werden muss. Launhardt nennt die Abgleichungslinie AA' die „Verteilungslinie". Wäre der Massennivellementszug wie in Abb. 85 gebildet und würde in der beschriebenen Weise eine Abgleichungslinie A'A (nach Launhardt die sogenannte „Anfuhrlinie") bestimmt, so würde dieselbe angeben, wie ein zwischen zwei Einschnitten gelegener Damm am billigsten aus jenen hergestellt werden kann.



Durch Eintragen der zweckmässigen Massengleichen, bezw. der Grenzgleichen haben sich, wie schon hervorgehoben wurde, einzelne Stellen ergeben, an denen Füllgruben oder tote Dämme angelegt werden müssen und durch diese Stellen zerlegt sich die gesamte Massennivellements-Linie in einzelne Teilstrecken, für deren jede die Massenverteilung gesondert zu bestimmen ist.

Zu diesem Zweck zeichnet man

2. für alle Dämme und Einschnitte die Anfuhrlinien, bezw. die Verteilungslinien ein.

Sodann beachtet man insbesondere, ob hierbei über einzelne Abtragsmassen nicht verfügt wird und ob etwa da oder dort Auftragsmassen ungedeckt bleiben. Treten diese Fälle ein, so zerlegen sich die Teilstrecken des langen Massennivellements, in welche dieses schon durch das Einzeichnen der Massen- und Grenzgleichen zerlegt wurde, noch weiter in Unterabteilungen. Für jede der so gewonnenen Unterabteilungen wird

3. eine sogenannte Ausgleichungslinie gesucht, d. h. eine die ganze Abteilung durchsetzende wagrechte Gerade, die die vorteilhafteste Massenverteilung angibt.

Diese Ausgleichungslinien sind weiter daraufhin zu prüfen, ob bei ihrer Festhaltung eine doppelte Verfügung über einzelne Damm- oder Einschnittsmassen getroffen wird. Wäre dies der Fall, so müssten

4. die fraglichen benachbarten Ausgleichungslinien vereinigt werden,

ähnlich wie dies beim Aufsuchen der Verteilungs- und Anfuhrlinien in Abb. 84 und 85 geschehen ist, wobei nur zu beachten wäre, dass jene benachbarten Ausgleichungslinien zuerst zusammengelegt werden, deren gegenseitiger Abstand besonders gross ist.

Und schliesslich wären noch

5. in Fällen der Abbildung 78 die Ausgleichungslinien zweiter Ordnung festzulegen.

Ein ausführlich behandeltes Beispiel findet sich in der Druckschrift „Das Massennivellement“ von Launhardt.

In wirklichen Fällen, namentlich bei der Verteilung der für Strassen in Betracht kommenden Erdmassen, stellt sich das Verteilungsgeschäft gewöhnlich ziemlich einfach, indem auch andere Umstände, wie Transportweise, Neigung der Transportbahn u. dgl. m. ausschlaggebend werden.

Was die abzulagernden oder aus Füllgruben zu beziehenden Massen betrifft, so muss, wie schon wiederholt bemerkt wurden, aus dem Massennivellement nicht nur ihre Grösse, sondern auch die Entfernung entnommen werden können, auf die sie verbracht werden müssen. Erstere kommt im Massennivellement schon zum Ausdruck: im Beispiele Abb. 78 ist die Grösse der zwischen B und C, befindlichen Ablagerungsmasse, falls C, D, E, die richtige, einem Kleinstwert der Kosten entsprechende Ausgleichungslinie darstellt, gleich dem senkrechten Abstande der beiden wagrechten Geraden AB und C, E,. Die wagrecht zu messenden Beförderungs-Entfernungen aber werden durch Linien bestimmt, die man zur Seite der Massennivellementslinie der Lage des Ablagerungsplatzes oder der Füllgrube entsprechend einträgt. Würde z. B. die vor-

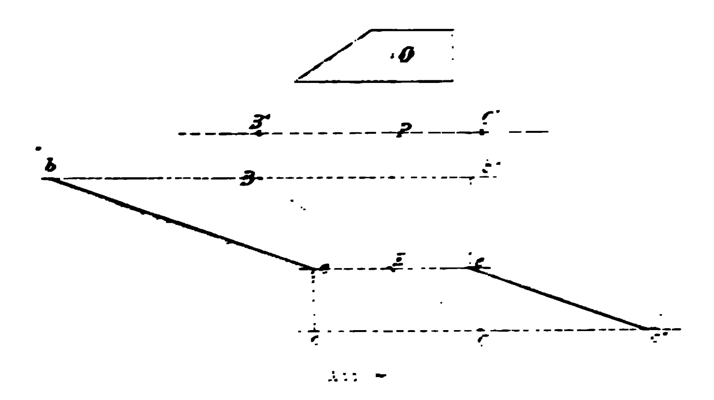


Abb. 86.

hin erwähnte Masse gleichlaufend mit der Strassenachse abgelagert, so dass für jeden Querschnitt sich ungefähr die gleiche mittlere Transportweite ergibt, so wäre der tote Damm, wie in der Abbildung durch die gestrichelte Linie [illegible] versinnlicht; man würde auf den ersten Blick erkennen, dass jedes der zur Ablagerung kommenden Kubikmeter auf eine mittlere Entfernung Bb = C,c, befördert werden muss. Wäre dagegen die zwischen den Querschnitten B und C, (Abb. 86) überschüssige Masse auf dem seitlich der Strasse gelegenen [illegible]

um OP entfernten Platze O abzulagern, so ergäbe sich für den zu äusserst, bei B′ gelegenen Kubikmeter die Entfernung B′P + PO, für einen bei C′ befindlichen die Entfernung C′P + PO und für die dem Punkte O gerade gegenüberliegenden Massen die kürzeste Enfernung OP, so dass die durch die seitliche Ablagerung veranlassten Beförderungsweiten genau genug durch die gebrochene Linie bec oder b′e′c′ zur Darstellung kämen, je nachdem auch die Lage des Ablagerungsplatzes links oder rechts von der Strasse zur Andeutung kommen soll, wobei Bb = Bb′ = B′P + PO, Ee = Ee′ = PO und Cc = Cc′ = C′P + PO. Von der Berücksichtigung der dabei zu überwindenden Steigungen ist später die Rede.

Ein anderes Beispiel wird durch Abb. 87 versinnlicht. Es sei bestimmt, dass 191 cbm Abtragsmasse, wovon 84 cbm zwischen 1^b—1^c und 107 cbm auf der Strecke 1^c—2 anfallen, zwischen den Profilen 1 und 1^a abgelagert werden

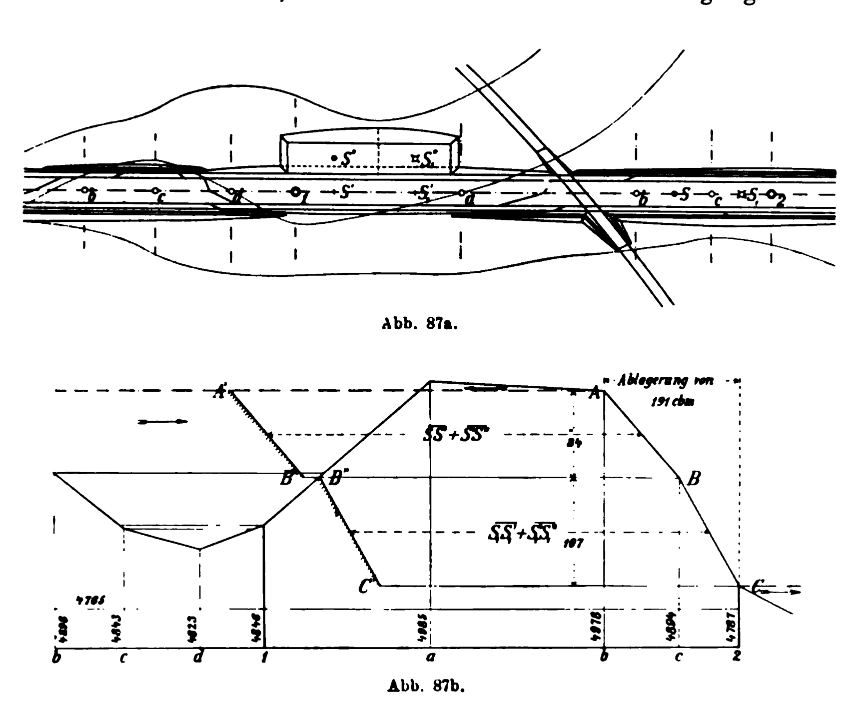


Abb. 87a.

Abb. 87b.

sollen zur Erzielung einer gleichmässigen Verbreiterung des Strassenkörpers von 6 m dortselbst. Man bestimmt zunächst mit Benützung der Querprofile und des Lageplanes die Ausdehnung der ganzen Anschüttung, zerlegt dieselbe sodann gleichfalls in zwei Teile von der Grösse 84 und 107 cbm, schätzt die Schwerpunkte der beiden Auftrags- wie Abtragskörper ein und nimmt die Entfernung der zusammengehörigen Schwerpunkte, und zwar in der Strassenachse und senkrecht dazu gemessen, als mittlere Transportweite der betreffenden Massen an.

Im Massennivellement (Abb. 87b) kommt hiernach zur Darstellung

1., Grösse und Gewinnungsstelle der abzulagernden Massen

$$4978 - 4894 = 84 \text{ cbm},$$
$$4894 - 4787 = 107 \quad „$$

2., die mittlere Transportweite jeder Einzelmasse, im vorliegenden Falle

$$SS' + S'S'' \text{ und } S_1 S_1' + S_1' S_1''$$

und endlich

3., die ungefähre Lage der abgelagerten Massen in den Strecken A'B' und B'' C'.

Nachdem die Art der Massenverteilung mit Hilfe des Massennivellements endgültig festgesetzt worden, sind nun auch die Entfernungen bekannt, auf welche die zur Darstellung gebrachten Abträge, jeder für sich, transportiert werden müssen. Oben, bei Besprechung der Eigenschaften des Massennivellements, ist schon hervorgehoben worden, dass die mittlere Transportentfernung für eine Masse, die durch den senkrechten Abstand zweier, zwischen einer Bezugs- und einer Verbrauchslinie sich erstreckenden wagrechten Geraden bestimmt wird, gleich dem arithmetischen Mittel aus diesen beiden Strecken angenommen werden könne.

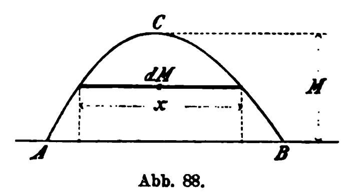


Abb. 88.

Allgemein gilt in dieser Beziehung, dass, wenn in Abb. 88 ACB ein Stück einer Massennivellementslinie und AB ein solches einer Abgleichungslinie darstellt, der Flächeninhalt $x \,.\, d\mathfrak{M}$ eines wagrechten Streifens von der Dicke $d\mathfrak{M}$ das sogenannte Transportmoment der Masse $d\mathfrak{M}$ bedeutet, und $\int_0^{\mathfrak{M}} x \,.\, d\mathfrak{M}$, gleich dem Inhalt der von AB und ACB eingeschlossenen Fläche, das Transportmoment der Masse $\mathfrak{M}$, und daher, wenn e die Entfernung der Schwerpunkte der sich deckenden Abtrags- und Auftragskörper bezeichnet,

$$\mathfrak{M} \,.\, e = \int x \,.\, d\mathfrak{M},$$

folglich

$$e = \frac{1}{\mathfrak{M}} \int x \,.\, d\mathfrak{M} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (120$$

stattfindet. Man braucht also nur den Inhalt der Fläche ACBA zu bestimmen und mit der Grösse der ihr entsprechenden Masse zu teilen, um die mittlere Entfernung zu bekommen, auf die die ganze Masse verbracht werden muss.

Ausgleichung der Massen innerhalb derselben Profilstrecke.

Mit Benützung dieses Massennivellements ergeben sich die Beförderungsweiten für alle jene Massen, die in getrennten Strecken, d. h. nicht auf der Strecke zwischen zwei aufeinander folgenden Querschnitten, zur Verwendung gelangen, desgleichen die Entfernungen für abzulagernde und aus Material- oder Füllgruben zu beziehende Massen. Es fragt sich noch, wie die Beförderungsentfernungen für die innerhalb derselben Strecke sich ausgleichenden Massen bestimmt werden sollen. Es handelt sich dabei hauptsächlich um 2 Fälle, um Quer- und um Längenbeförderung. Erstere ergibt sich, wenn die Strasse an einem Berghange hinzieht, so dass sie an der Innenseite eingeschnitten, aussen aber aufgedämmt werden muss. Auf diesen Fall hat Bauernfeind in seinen „Vorlegeblättern zur Strassen- und Eisenbahnbaukunde" und in dem „Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau" das Bruckner'sche Verfahren angewendet, indem er einen Mittelschnitt zwischen den beiden die fragliche Strecke begrenzenden Querschnitten als Längenschnitt auffasste und als hierzu gehörige Querschnittsebenen Lotebenen parallel zur Strassenachse

ansah, wie sie zur Zerlegung der Massen in kleinere Teile schon vorher verwendet wurden.

Für die Anwendung genügen jedoch einfachere Schätzungen mit Zugrundelegung der gezeichneten Strassenquerschnitte, indem man nach Abb. 89, falls die Abtragsfläche die Auftragsfläche überwiegt, von jener nach dem Augenmasse ein der Aufdämmung entsprechendes Stück abschneidet, die Schwerpunkte (ebenfalls dem Augenmasse nach) einträgt und deren gegenseitigen Abstand (e) wagrecht herausmisst.

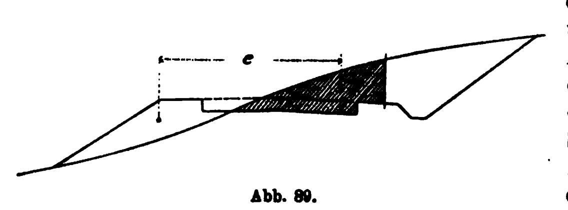


Abb. 89.

Ein ähnliches Schätzungsverfahren befolgt man, wenn zwischen zwei aufeinander folgenden Querschnittsebenen Auf- und Abtrag ineinander übergehen und Längsbeförderungen in Betracht kommen. Dann pflegt man unter Zuhülfenahme des Längenschnitts der Strasse und deren Lageplans die Schwerpunkte der einander entsprechenden keilförmigen Erdkörper einzuschätzen und wie vorhin zu messen.

Was endlich den Eintrag der gefundenen Beförderungs-Entfernungen in Verzeichnisse betrifft, so kann derselbe auch auf mannigfaltige Weise geschehen. In Bayern pflegt man zuweilen ein Verzeichnis der nachstehenden Art, mit „Massen-Verteilung“ überschrieben, zu verwenden, das mit dem früher gegebenen Verzeichnis „Massenberechnung“ in Zusammenhang gebracht ist.

Massen-Verteilung.

Abtrag	Der Abtrag wird verbracht		Auftrag	Der Auftrag wird entnommen		Beförderungs-Entfernung	
	nach der Strecke	nach dem Ablagerungsplatz		aus der Strecke	aus der Füllgrube	wagrecht	mit Rücksicht auf d. Bahnneigung
cbm			cbm			m	m

Hieraus wird dann ein Auszug folgender Art gemacht:

Beförderung.

Auf der Strecke	sind zu befördern								
	durch einmaliges Werfen bei der Lösung	. . . . auf eine Entfernung von Meter							
		. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	Summe
	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm

Dieser Auszug gibt endlich übersichtlich an, wie sich die gesamte zu bewegende Erdmasse hinsichtlich der Beförderungsweiten gliedert. Es ist dazu noch zu bemerken, dass in der Überschrift vor den Worten „auf eine Enfernung in Meter“ eingeschrieben wird, ob es sich um eine Beförderung mittels der Wurfschaufel, oder durch Fuhrwerke ohne Hilfsbahn, oder aber durch Fuhrwerke mit Schienenbahn handelt, dass in der Zeile darunter die im gegebenen Falle

in Frage kommenden Enfernungen eingetragen werden, und dass man, wie in dem Verzeichnisse für die Lösung, zur Erzielung einer guten Übersicht und um sich vor Fehlern zu schützen, die Reihen nicht nur lotrecht, sondern auch wagrecht summiert.

Die Massen, deren Beförderung lediglich in einem einmaligen Wurfe mittels der Schaufel besteht, werden für sich gestellt, weil die Kosten für dieses Werfen schon in den Lösungskosten inbegriffen sind und hier nicht wiederholt in Ansatz gebracht werden dürfen.

Sonstige Verteilungs-Verfahren.

Ausser dem Bruckner'schen Massennivellement sind auch noch andere Verfahrungsweisen üblich. Von jenen unter ihnen, die sich neben der Massenberechnung auf den Längenschnitt der Strasse stützen, soll hier abgesehen und nur ein Verfahren noch kurz besprochen werden, das öfters Anwendung findet und unter anderem von Bauernfeind bei Veröffentlichung des Bruckner'schen Massennivellements erörtert wird.

Nach diesem Verfahren, wobei die Massen durch Flächen dargestellt und die Schwerpunkte dieser als Schwerpunkte jener betrachtet werden, trägt man die Einteilung der Haupt- und Zwischenpunkte der Strassenlinie auf, als wenn man ein Längen- oder Massen-Nivellement zeichnen wollte (Abb. 90). Hierauf zieht man die wagrechte Gerade XX, trägt von ihr aus auf jeder Querschnittslinie die betreffende Querschnittsfläche, und zwar Abtrag nach oben, Auftrag nach unten in einem passend gewählten Massstabe ab, und verbindet die so gefundenen oberen Punkte, wie auch die unteren miteinander. Die auf solche Weise entstehenden, trapezförmigen und dreieckigen Flächenstücke sind offenbar den nach der mittleren Profilrechnung bestimmten Massen proportional. Man kann also zunächst mit Hilfe der Figur die Abgleichung der Auf- und Abträge innerhalb der einzelnen Strecken in der Art vornehmen, dass man zu beiden Seiten der Linie XX gleiche Flächenstücke einträgt. Zwischen den Punkten 10 und 10ᵃ z. B. überwiegt der gewonnene Abtrag den erforderlichen Auftrag; schneidet man nun von der oberhalb der X-Achse liegenden Fläche mittels der Linie ck ein Stück ab, das eben so gross ist, wie das unterhalb XX liegende Flächenstück, so stellt der Rest cdk die übrig bleibende Abtragsmasse dar, die für andere Strecken zur Verfügung steht. In gleicher Weise fortfahrend, erhält man in den nächsten beiden Strecken die verfügbaren Abtragsmassen delk und efml und ersieht weiter, dass zwischen den Hauptpunkten 11 und 12 die Auftragsmassen $f_1 n g_1$, $g_1 n o h_1$ und $h_1 o p i_1$ notwendig sind, die aus anderen Strecken bezogen werden müssen. Will man nun weiter den fehlenden Auftrag $f_1 n g_1$ aus der Strecke 10^b bis 11 decken, so schneidet man von der Fläche lefm ein Stück lmfq ab, das mit dem Dreieck $f_1 n g_1$ dem Inhalt nach übereinstimmt, sucht die Schwerpunkte der letztgenannten Flächenstücke und nimmt deren wagrecht gemessenen Abstand als Beförderungsweite an. Der noch verbleibende Abtrag qef kann dann zur Deckung eines gleich grossen Auftrags $g_1 n r s$ innerhalb der Strecke 11^a bis 11^b dienen usw.

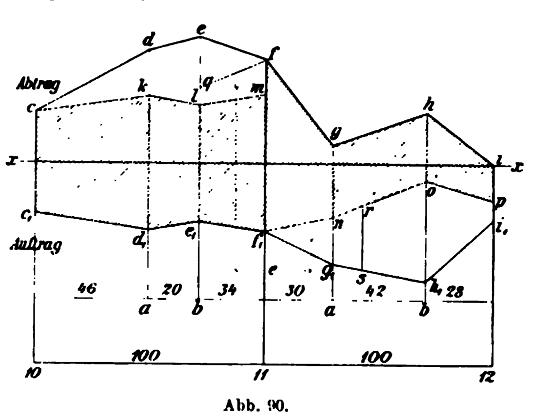


Abb. 90.

Nach dieser Darlegung braucht kaum bemerkt zu werden, dass sich die gewonnenen Beförderungsweiten oft beträchtlich von der Wirklichkeit entfernen, anderseits aber bietet das Verfahren eine gewisse Übersichtlichkeit dar.

Kosten der Erdmassen-Beförderung.

Schon bei der Untersuchung, welche Verteilung der Erdmassen sich empfehle, sind Kostenbeträge für deren Beförderung in Ansatz zu bringen, und nach erfolgter Entscheidung über die Verteilungsweise ist die Gesamtkostensumme zu ermitteln, die das Verbringen der Einschnitts- und Füllgrubenmassen nach den Dämmen oder Ablagerungsplätzen bedingt.

Als Mittel zur Beförderung von Erdmassen dienen

1. die Schaufel, wie sie jeder Erdarbeiter auf den Bauplatz mitzubringen pflegt,
2. Fuhrwerke, die sich auf einer aus zusammengelegten Bohlen gebildeten Holzbahn[1]) bewegen, nämlich der einräderige Schubkarren und der zweiräderige Kippkarren,
3. sogenannte Rollwagen, die auf richtigen Schienengleisen verkehren und zum Kippen nach vorn oder nach der Seite eingerichtet sind.

Beförderung mit der Schaufel.

Mit der Schaufel befördert der einzelne Arbeiter das gelöste Bodenmaterial bei einmaligem Werfen auf eine wagrechte Strecke von 3 bis 4 m und auf eine lotrechte Höhe von 1,5 bis 2,0 m. Grössere Entfernungen als die angegebenen werden nur in selteneren Fällen durch wiederholtes Werfen mit der Schaufel bewältigt. Wenn ein Arbeiter in den üblichen Arbeitsstunden eines Tages bei entsprechender Anstrengung a cbm gelockerten Abtrags einmal mit der Schaufel zu werfen und damit auf die Entfernung w zu befördern vermag, so kostet das einmalige Werfen von 1 cbm dieses Materials, wenn T der dem Arbeiter zu zahlende Taglohn in Pfennigen ist, $\frac{T}{a}$ Pfennig, und die Kosten für die Schaufelbeförderung eines Kubikmeters Erde auf die Entfernung x betragen hiernach

$$k = \frac{T}{a\,w} \cdot x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (121$$

Die Zahl a und der Wert des Ausdrucks $\frac{T}{a\,w}$ ergibt sich unter sonst gleichen Umständen verschieden, je nachdem es sich um die Beförderung ungebundenen oder gebundenen Abtrags handelt: von ersterem vermag der Arbeiter in derselben Zeit mehr als von letzterem zu befördern.

Im „Baugebühr-Ausmass" als Norm für die gesamte k. k. Militär-Bau-Administration, Wien 1875, S. 33 wird angenommen, dass 1 cbm Erde, Schotter oder Schutt bis auf 3 m Entfernung mit der Schaufel zu werfen, 0,06 Tagwerke verlange; demnach könnte 1 Arbeiter in 1 Tag **16,6** cbm werfen.

Osthoff (Jastrzemski), Kostenberechnungen für Ingenieurbauten, 5. Aufl., Leipzig 1902, S. 168 macht folgende Annahmen: 1 Schaufel fasst etwa 5 kg, oder 0,0025 cbm Boden; der einzelne Wurf verlangt, einschliesslich der kleinen Ruhepausen, durchschnittlich 5 Sek., folglich kann 1 Arbeiter in 10 Stunden **18** cbm 1 mal werfen.

Beförderung mit Räderfuhrwerken.

Der Betrieb der hier in Rede stehenden Erdarbeiten gestaltet sich im allmeinen in der Art, dass zunächst die Schaufel zum Verbringen der Abtrags-

[1]) In neuerer Zeit werden statt der Holzbohlen zuweilen auch passende Formeisen verwendet.

massen auf kurze Entfernungen hin benützt wird und in dem Masse als die Beförderungsweiten zunehmen, die dafür geeigneten Karren und Wagen zur Anwendung gelangen. Welche von diesen Räderfuhrwerken als geeignet zu bezeichnen sind, hängt von verschiedenen Umständen, namentlich von der Grösse der zu befördernden Massen und von der Beförderungsweite ab. Was besonders die letztere betrifft, so gibt es für jede Transportart eine Entfernung, bei deren Überschreitung, vom theoretischen Standpunkte aus beurteilt, zweckmässigerweise zur nächst höher stehenden Transportart überzugehen wäre. Da jedoch in Wirklichkeit ein solcher Wechsel stets mit Umständlichkeiten und Kosten verknüpft ist, so kommt man fast immer dazu, wenn irgend tunlich, von vorneherein schon jene Transportart einzurichten, die für die Hauptmasse des Abtrags als zweckentsprechend erscheint und die dann auch schon für kleinere Entfernungen, oder auch noch auf grössere Entfernungen hin zur Anwendung gelangt. Bei Ausführung von Strassenbauten wird man, wie auch sonst, *Schubkarren* verwenden, wenn es sich um kleinere Massen und kurze Beförderungsweiten handelt, oder wenn beim Transport starke Steigungen zu überwinden sind. Ausserdem aber empfehlen sich vor anderen die *Handrollwagen* auf schmalspurigen Gleisen, durch die der Kippkarrentransport, namentlich die zeitweilig sehr beliebten Pferdekippkarren, deren zwei gewöhnlich von *einem* Pferd gezogen wurden, verdrängt worden sind. Der Rollbahnbetrieb ist auch weniger von Witterungseinflüssen abhängig als der Schubkarren- und Kippkarrenbetrieb. Nach Tabelle 31 auf S. 225 würde die Beförderung mit Handrollwagen schon bei 50 m Entfernung billiger zu stehen kommen als die mit Schubkarren, falls die zu befördernde Masse 2000 cbm betrüge. Jedenfalls ist bei der Entscheidung für die eine oder andere Beförderungsweise und zur richtigen Bestimmung der Transportkosten bei Verwendung von Rollbahnen besondere Rücksicht auf die *Grösse* der Abtragsmasse zu nehmen.

Der bei grossen Massenbewegungen sehr zweckmässige Maschinenbetrieb, wobei eine grössere Anzahl zusammengehängter Rollwagen durch eine Lokomotive bewegt wird, ist für Strassenbauzwecke gewöhnlich nicht von Bedeutung, weil hier der auf das einzelne Kubikmeter beförderter Masse treffende Anteil der immerhin beträchtlichen Einrichtungs-, Unterhaltungs- und Betriebskosten dieser Beförderungsart allzu gross ausfallen würde.

Kosten der Beförderung auf wagrechter Bahn.

Für die auf Rädern laufenden Beförderungsmittel lässt sich zunächst eine gemeinsame Beziehung zwischen Beförderungsweite und den reinen Beförderungskosten aufstellen.

Bewegt sich nämlich ein solches Fahrzeug auf *wagrechter* Bahn mit der mittleren Geschwindigkeit v, so braucht es zur Hin- und Herfahrt beim Verbringen der Erde aus dem Einschnitte nach dem Damm auf die Entfernung x die Zeit $\frac{2x}{v}$, mit einem Zuschlage z für (Auf- und) Abladen und sonstige unvermeidliche Zeitverluste.

Die hiernach aufzuwendende Zeit $\left(\frac{2x}{v} + z\right)$ entspricht dem Kostenbetrage $\frac{T}{A}\left(\frac{2x}{v} + z\right)$, falls T den Gesamttaglohn der bei der Beförderung beschäftigten Arbeiter (und Tiere) und A die tägliche Arbeitszeit bedeutet; und es berechnen sich die Beförderungskosten 1 Kubikmeters Erde zu

$$k = \frac{T}{AL}\left(\frac{2x}{v} + z\right) = c_1 x + c_2 \quad . \quad . \quad . \quad (122)$$

wenn mit L die Grösse der Ladung, das Ladevermögen des Fuhrwerks, bezeichnet wird.

Diese Gleichung zwischen den laufenden Koordinaten x und k stellt eine gerade Linie im rechtwinkeligen Koordinatensystem vor.

Die hiermit gefundenen eigentlichen Beförderungskosten sind jedoch um mehrere Beträge zu erhöhen. Vor allem sind die Kosten für die Beförderungsgefässe und die Bohlenbahn, bezw. die Schienengleise entsprechend in Ansatz zu bringen. Sie setzen sich zusammen aus den Zinsen des Anlagekapitals, einem Teil der Anschaffungskosten, nämlich dem Unterschiede dieser und jenes Wertes, den die Geräte nach Ausführung der Beförderungsarbeit noch besitzen, aus den Kosten, welche die Verbringung der Geräte zur Baustelle verursacht und den Unterhaltungskosten, die aufgewendet werden müssen, um die Geräte in entsprechendem Zustande zu erhalten.

Über Schub- und Kippkarren, die auf Bohlenbahnen laufen, können folgende einschlägige Betrachtungen angestellt werden.

Kosten der Karren.

Ist für Anschaffung und Unterhaltung eines einzelnen Karrens K Pfennig zu rechnen und hat derselbe eine Lebensdauer von C Arbeitstagen, so treffen auf 1 Minute seiner Gebrauchszeit $\frac{K}{600\,C}$ Pfennig,

auf eine Fahrt des Karrens von

$$\left(\frac{2\,x}{v} + z\right) \text{ Minuten Dauer . . } \left(\frac{2\,x}{v} + z\right) \frac{K}{600\,C}$$

und auf 1 cbm beförderter Masse

$$\left(\frac{2\,x}{v} + z\right) \frac{K}{600\,C\,.\,L}.$$

Da das Fahrzeug in der Regel nur jede zweite Fahrt mitmacht und in der Zwischenzeit beladen wird, so berechnen sich die Fahrzeugkosten für 1 cbm beförderter Masse zu

$$k' = \left(\frac{2\,x}{v} + z\right) . \frac{K}{1200\,C\,.\,L} \quad . \quad . \quad (123$$

Der Wert von K wechselt insbesondere mit der Förderweite; er nimmt ab, wenn diese wächst.

Kosten der Bohlenbahn für Schubkarren.

Kostet das laufende Meter Bohlenbahn einschliesslich Unterhaltung K_1 Pfennig, so betragen die Kosten für eine Bahn von x Meter Länge

$$K_1\,.\,x.$$

Erträgt dieselbe bis zu ihrer vollständigen Ausnützung ν Fahrten eines Karrens, also den Transport von ν L Kubikmeter Bodenmaterial, so trifft von den Bahnkosten auf 1 cbm der Betrag

$$k'' = \frac{K_1\,.\,x}{\nu\,L} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (124$$

Da die Dauer einer Karrenfahrt $\left(\frac{2\,x}{v} + z\right) = \frac{2\,x + v\,z}{v}$ Minuten beträgt, so treffen auf 1 Arbeitstag $\frac{600\,v}{2\,x + v\,z}$ Fahrten und es vermag der einzelne Karren

in 1 Tag $\frac{600\,v}{2\,x + v\,z}$. L cbm zu befördern, folglich 1 Kolonne von μ Karren in 1 Tag $\frac{600\,v\,L}{2\,x + v\,z} \cdot \mu$ cbm.

Beträgt die Dauer der Bahn C_1 Arbeitstage, so gehen über die Bahn bis zu ihrer vollständigen Ausnützung $\frac{600\,v\,L\,\mu}{2\,x + v\,z} \cdot C_1$ cbm, oder, weil stattfindet

$$\frac{600\,v\,L\,\mu\,C_1}{2\,x + v\,z} = \nu\,L,$$

wenn ν die Anzahl der dabei erforderlichen Karren bedeutet,

$$\nu = \frac{600\,v\,\mu\,C_1}{2\,x + v\,z} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (124a$$

Karren.

In der Regel allerdings werden die Gerätekosten bei Schub- und Kippkarren als ein Bruchteil der nach Gleichung 122 berechneten Beförderungskosten, etwa zu n % derselben ausgedrückt; ihre Berücksichtigung erfolgt alsdann einfach durch Umänderung jener Gleichung in die folgende:

$$k = (c_1\,x + c_2)\left(1 + \frac{n}{100}\right) = c'\,x + c'' \quad . \quad . \quad (125$$

Weitere Zuschläge sind zu geben bei Kippkarren und Rollwagen für das wegen der Bauart erschwerte Aufladen der Massen, für das Richten und Umlegen der Bahn und unter Umständen für das Einebnen der ausgestürzten Haufen, für das Schmieren der Rollwägen, für Aufsicht beim Baubetriebe und, falls die Erdmassenbewegung durch einen Unternehmer erfolgt, für die besonderen demselben erwachsenden Verwaltungskosten, sowie für den von ihm zu beanspruchenden Gewinn[1]).

Endlich darf auch nicht übersehen werden, dass die durch Gleichung 125 bestimmten Beförderungskosten nicht mehr zutreffen, sobald die Fuhrwerksbahn nicht, wie bisher vorausgesetzt wurde, wagrecht ist, sondern in der Steigung oder im Gefälle liegt, dass ausserdem die Beförderungskosten von der Beschaffenheit des zu befördernden Bodenmaterials abhängig sind und dass die Grösse der zu bewegenden Massen um so mehr ins Gewicht fällt, je höher entwickelt das zur Anwendung gebrachte Beförderungsmittel ist.

Einfluss der Bahn-Neigung.

Was den Einfluss einer Bahn-Steigung betrifft, so ist derselbe bis zu einer gewissen Grösse des Neigungswinkels so gering, dass er ausser Betracht bleiben kann, bei grösseren Neigungswinkeln jedoch ist er in die Rechnung einzuführen. Dabei verfährt man öfters in der Art, dass man die zuerst ohne Berücksichtigung der Bahnneigung bestimmte Weglänge vergrössert, und zwar für jedes, oberhalb jener Grenzneigung erstiegene Meter um eine gewisse Strecke. Der für die also vergrösserte Weglänge gültige Beförderungspreis wird als zutreffend angenommen.

Wie Steigungen, so werden zuweilen auch die Gefälle behandelt.

In dem Bedingnishefte für die Vergebung von Bauarbeiten der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft ist z. B. in den besonderen Bestimmungen A, § 7, S. 37 bis 40 eine Preistabelle für die Beförderung auf wagrechter Bahn angegeben und dazu folgendes bemerkt:

„Die Wahl des Transportmittels ist dem Unternehmer (vorbehaltlich der Bestimmungen des § 4) freigestellt.

[1]) Bei Ausführungen in eigener Verwaltung (in Regie) wird für die Verwaltungskosten im Ganzen ein besonderer Ansatz im Kostenanschlage gemacht.

Müssen die zu bewegenden Massen neben der horizontalen Fortbewegung zugleich gehoben werden, so werden der horizontalen Transportweite für jeden Fuss Hebung 20 Fuss zugeschlagen und nach der gefundenen Summe der Transportpreis bestimmt. Dieser Zuschlag für die Hebung findet jedoch nur dann statt, wenn der horizontale Abstand der Schwerpunkte von Aushebung und Anschüttung wenigstens 50 Fuss, und wenn der lotrechte Abstand derselben mehr als $1/20$ des horizontalen Abstandes beträgt, mit anderen Worten, wenn eine zwischen beiden Schwerpunkten gezogene gerade Linie noch mehr als $5\,\%$ ansteigt."

Plessner (Anleitung zum Veranschlagen der Eisenbahnen etc., Berlin, III. Auflage, 1874, S. 126) gibt an, dass Steigungen unter 1 : 30 und Gefälle unter 1 : 16 ohne Berücksichtigung bleiben können, dass aber von diesen Grenzwerten ab für jedes Meter Höhenunterschied 12 m Zuschlag der Transportentfernung x zugesetzt werden sollen.

Bei diesen, wie bei vielen anderen ähnlichen Bestimmungen wird kein Unterschied zwischen den verschiedenen Beförderungsmitteln gemacht; die Steigung der Bohlenbahn für Schubkarren kommt in gleicher Weise zur Berücksichtigung wie die der Schienenbahn für Rollwagen. Oder vielmehr, es wird überhaupt keine Rücksicht auf die Grösse des Neigungswinkels der Bahn genommen, sondern lediglich die Höhenlage der Schwerpunkte von Damm und Einschnitt ins Auge gefasst. Besser sind die Regeln, bei denen für jedes über der Grenzneigung liegende Meter ein mit der Beförderungsart wechselnder Zuschlag gemacht wird. Im Handbuch der Ingenieurwissenschaften[1]) wird z. B. empfohlen, den durch Steigungen verursachten Arbeitsaufwand für 1 m Höhe durch Verlängerung des horizontalen Weges bei

Schubkarrenbeförderung	um	12 m
Handkippkarren	„	25 „
Handrollwagen	„	80 „

in Ansatz zu bringen, jedoch erst wenn die Steigungen bei der Schubkarrenbeförderung $4\,\%$ und bei der Kippkarrenbeförderung mit Handbetrieb $1\,\%$ übersteigen.

Die Begründung hiefür ist folgende:

Ist neben der horizontalen Entfernung l gleichzeitig ein Höhenunterschied h bei ansteigender Bahn zu überwinden, so denkt man letzteren für sich mit einer Steigung $\operatorname{tg}\alpha$ bewältigt, die so gewählt wird, dass der gesamte Arbeitsaufwand zur Beförderung des gefüllten Transportgefässes aufwärts und des leeren Gefässes abwärts doppelt so gross ausfällt als der Arbeitsaufwand bei Beförderung des vollen Gefässes auf einer gleich langen wagrechten Bahn in der einen Richtung und des leeren Gefässes bei der Rückfahrt.

Ist also Q_w das Eigengewicht des Transportgefässes, Q_n das Gewicht der Nutzladung, heisst μ der Widerstandskoeffizient bei der betreffenden Beförderungsart, so ist der Kraftaufwand

aufwärts $(Q_n + Q_w)\,(\mu + \operatorname{tg}\alpha)$
abwärts $Q_w\,(\mu - \operatorname{tg}\alpha)$

der Gesamtaufwand auf- und abwärts $Q_n\,(\mu + \operatorname{tg}\alpha) + 2\,\mu\,Q_w$.

Auf horizontaler Strecke ist der Kraftaufwand

beladen hinwärts $(Q_n + Q_w)\,\mu$
leer zurück $Q_w \cdot \mu$

der Gesamtaufwand hin und her $(Q_n + 2\,Q_w)\,\mu$.

Nach der oben angegebenen Voraussetzung soll stattfinden

$$Q_n\,(\mu + \operatorname{tg}\alpha) + 2\,\mu\,Q_w = 2\,\mu\,(Q_n + 2\,Q_w),$$

woraus

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\mu\,(2\,Q_w + Q_n)}{Q_n}$$

folgt, oder, wenn allgemein $Q_w = 0{,}3\,Q_n$ angenommen wird,

$$\operatorname{tg}\alpha = 1{,}6\,\mu \text{ oder rund } \operatorname{tg}\alpha = 1{,}5\,\mu$$

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, Kap. III, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten von G. Meyer 3. Aufl., Leipzig 1897, S. 71.

Wird jetzt für Schubkarren $\mu = \frac{1}{12}$, für Handkippkarren $\mu = \frac{1}{30}$ und für Rollwagen auf Schienengleisen bei Handbetrieb $\frac{1}{120}$ angenommen, so erhält man für diese 3 Beförderungsweisen beziehungsweise

$$\operatorname{tg} \alpha = \tfrac{1}{8},\ \tfrac{1}{20} \text{ und } \tfrac{1}{80}.$$

Statt dessen wird an der bezeichneten Stelle im Handbuche, um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass „bei Schubkarren ein Teil der Last vom Arbeiter unmittelbar getragen werden muss und hierdurch, wie auch durch sonstige Umstände der Vorteil des Gefälles für die Beförderung des leeren Gefässes fast verschwindet“, während „bei Handkippkarren der Nutzeinfluss des Gefälles etwa zur Hälfte zur Anrechnung gebracht werden darf, bei Beförderung auf Schienengleisen es sich aber in vollem Masse geltend macht“

$$\operatorname{tg} \alpha = \tfrac{1}{12},\ \tfrac{1}{25} \text{ und } \tfrac{1}{50}$$

festgesetzt und damit also bestimmt, was oben ausgesprochen wurde.

Lang[1]) bestimmt als Zuschlag zur Beförderungsweite für jedes Meter Mehrerhebung über die Grenzsteigung beim

deutschen Schubkarren	20 m
Handkippkarren	70 „
Handrollwagen	100 „

Er versteht unter Grenzsteigung im allgemeinen jenes Steigungsverhältnis, bei dem die Normalleistung des betreffenden Motors vollständig in Anspruch genommen wird, nur bei Schubkarrentransport nimmt er an, dass dem Arbeiter bei den geringen Entfernungen, auf welche Schubkarren in Anwendung kommen, die doppelte Normalleistung zugemutet werden könne; demnach hält er als Grenzsteigung für die genannten Transportmittel bezw. 5, 1,3 und 1 % fest.

Endlich kommen noch Regeln vor, nach denen das Steigungsverhältnis der Bahn, und zwar für jedes Beförderungsmittel gesondert, in Rechnung kommt.

Hier ist an die Arbeiten Winkler's[2]) zu erinnern, der den Einfluss von Steigungen und Gefällen der Bahn für alle jene Fälle bestimmte, bei denen Menschen- oder Tierkräfte zur Bewegung der Fördergefässe Anwendung finden. Die von ihm entwickelten Gleichungen haben die Form

$$x_0 = (1 + M \cdot \operatorname{tg} \alpha + N \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha)\, x \quad . \quad . \quad (126$$

und sie liefern jene wagrecht zu denkenden Wegstrecken x_0, die der in der Steigung oder in dem Gefälle $\operatorname{tg} \alpha$ liegenden Strecke x hinsichtlich der Kosten gleichwertig sind.

Auch Goering[3]) hat eine hieraufbezügliche Arbeit geliefert, wobei er den Einfluss der Steigung ($\operatorname{tg} \alpha$) dadurch in Rechnung bringt, dass er die reinen Beförderungskosten im Verhältnisse $\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\mu}$ erhöht, unter μ die Widerstandsziffer der wagrechten Bahn verstanden.

Hiernach hat man, wenn die reinen Beförderungskosten auf wagrechter Bahn durch die Gleichung

$$k = c_1 x + c_2$$

gegeben sind, als Kostenbetrag auf der geneigten Strecke

$$k' = (c_1 x + c_2)\left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\mu}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (127$$

und als Kostenzuschlag wegen Bahn-Neigung

$$\Delta k = (c_1 x + c_2)\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\mu} = \frac{c_1}{\mu} \cdot x \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{c_2}{\mu} \cdot \operatorname{tg} \alpha = C'h + C'' \operatorname{tg} \alpha \quad (128$$

---

1) Lang, Erdtransportkosten, Zeitschrift f. Baukunde, 1878, S. 517.

2) Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Heft, Der Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877, S. 90 ff.

3) Goering, Transportkosten bei Erdarbeiten mit Berücksichtigung der Transportarten und Steigungsverhältnisse, Zentralblatt der Bauverwaltung 1881, S. 369.

oder der Kostenzuschlag für das Meter Hebung

$$\frac{\Delta k}{h} = C' + C'' . \frac{tg\,\alpha}{h} = C' + \frac{C''}{x} \qquad . \quad . \quad (128a$$

Einfluss der Bodenart.

Die Beförderungskosten ergeben sich auch unter sonst gleichen Umständen verschieden je nach der Art des Abtragsmaterials, indem dasselbe beim Lösen aus dem Zustande natürlicher Lagerung eine verschieden starke Auflockerung erfährt. Letztere ist bei den meisten ungebundenen Bodenarten sehr gering oder nur mässig gross, erreicht aber bei den gebundenen Massen und bei gewissen lehmigen Erden eine beträchtliche Grösse, indem sich dieselben in kantigen Stücken lösen, die beim Aufhäufen im Fahrzeug grosse Hohlräume bilden. Man darf wohl annehmen, dass diese augenblickliche Auflockerung bei ungebundenen Abträgen 0—20 % und bei gebundenen Abträgen 20—40 % beträgt und dass infolgedessen, wenn L die Grösse der Ladung für erstere ist, für letztere im allgemeinen $L' = 0{,}8\,L$ angenommen werden kann. Die hier in Rede stehende Kostenmehrung wird jedoch nicht allein durch die Auflockerung der Massen bedingt, sondern es kommt auch noch der andere Umstand zur Geltung, dass die gelösten Brocken gebundenen Materials einen grösseren Kraft- und Zeitaufwand beim Laden verursachen, worüber sich jedoch im allgemeinen nur schwer bestimmte Angaben machen lassen. Auch entsteht beim Einwerfen dieser Massen in die Transportgeräte eine sehr starke Abnützung derselben, so dass auch in dieser Beziehung ein Zuschlag zu geben ist.

Bedarf an Beförderungsgeräten.

Man kann die Frage aufwerfen, welche Zahl von Beförderungsgefässen in Betrieb gesetzt werden müsse, wenn in 1 Arbeitstage zu 10 Stunden M Kubikmeter Bodenmasse (im Einschnitt gemessen) auf eine mittlere Entfernung von x Meter verbracht werden sollen.

1. Das Aufladen wird von den auch zur Beförderung der Fahrzeuge verwendeten Arbeitern besorgt.

Nach den früheren Entwickelungen (S. 213) ist bei einer Beförderungsweite von x Meter für die Hin- und Herfahrt, die unvermeidlichen Aufenthalte und das Abladen im Ganzen die Zeit

$$\frac{2\,x}{v} + z$$

zu rechnen. Dazu kommt im vorliegenden Falle auch noch die zum Beladen des Fahrzeuges erforderliche Zeit t_1 [1]), so dass nun

$$\frac{2\,x}{v} + (t_1 + z)$$

gilt. v soll in m/Min., z und t_1 sollen in Minuten ausgedrückt werden. Mit einem einzelnen Fahrzeug können also unter den obwaltenden Umständen in einem Tag zu 10 Stunden

$$\frac{600\,v}{2\,x + v\,(t_1 + z)}$$

---

1) Vermag 1 Arbeiter in 1 Tag a cbm gelockerter Masse zu laden, so braucht er zum Verladen von 1 cbm $\frac{10}{a}$ Stunden und zum Beladen eines Transportgefässes vom Fassungsraum L $\frac{10}{a}$ L Stunden. Sind an 1 Karren oder Wagen ξ Arbeiter beschäftigt, die dann auch zusammen das Laden besorgen, so brauchen sie zum Beladen eines Gefässes $\frac{10\,L}{a\,\xi}$ Stunden.

Fahrten gemacht und, bei einem Ladevermögen des Fahrzeuges von L cbm gewachsenen Bodens,

$$\frac{600\,v}{2\,x + v\,(t_1 + z)} \cdot L\ \text{cbm}$$

befördert werden. Zur Beförderung von M cbm in 1 Tage wären sohin

$$\nu_1 = \frac{M}{600\,v\,L}\,[2\,x + v\,(t_1 + z)] \quad . \quad . \quad (129$$

Fahrzeuge erforderlich, wobei als Einheiten Meter, Kubikmeter und Minuten festzuhalten wären. Dazu käme dann noch ein gewisser Prozentsatz als Rückhalt (Reserve).

2. Das Aufladen wird von den im Einschnitt tätigen Arbeitern besorgt.

Unter der Voraussetzung, dass die mit leeren Fahrzeugen zurückkommenden Arbeiter diese mit bereitstehenden, gefüllten Fahrzeugen vertauschen und sofort wieder ausfahren, erhält man nach dem gleichen Gedankengang wie vorher, das Ergebnis, dass mit 1 Fahrzeug im Tag

$$\frac{600\,v}{2\,x + v\,z} \cdot L\,\text{cbm}$$

befördert und zur Bewältigung einer Tagesleistung von M cbm

$$\nu_2 = \frac{M}{600\,v\,L}\,(2\,x + v\,z) \quad . \quad . \quad (129a$$

Fahrzeuge erforderlich werden.

Diese Zahl aber wäre zu verdoppeln, wenn, wie hier, daran festgehalten wird, die zu einer Kolonne zusammenzufassende Zahl von Fahrzeugen fahren dicht hintereinander zur Abladestelle, kehren ebenso in den Einschnitt zurück und werden hier gleichzeitig gegen gefüllte Fahrzeuge umgewechselt. Die Anzahl $2\,\nu_2$ wäre dann auch wieder zur Erzielung einer Reserve um einen gewissen, erfahrungsmässig feststehenden Prozentsatz zu erhöhen.

Im folgenden werden die Kosten der Beförderung mit Schub- und Kippkarren, sodann mit Handrollwagen einzeln besprochen.

Schubkarren-Beförderung.

Als tägliche, wirkliche Arbeitszeit soll in der noch üblichen Weise A = 10 Stunden = 600 Minuten vorausgesetzt werden; für T ist der Taglohn eines Arbeiters, beispielsweise T = 250 Pfennig zu setzen; als mittlere Geschwindigkeit des in der einen Richtung voll und in der entgegengesetzten Richtung leer verkehrenden Karrens wird ziemlich allgemein v = 60 Meter in der Minute als zutreffend erachtet; die Ladung der Schubkarren wechselt mit ihrer Form und Grösse, doch kann man $^1/_{15}$ cbm ungebundenen Bodenmaterials, im Einschnitte, d. h. im Zustande natürlicher Lagerung gemessen, als einen Durchschnittswert annehmen. Die Grösse des Zeitbetrags z ist wesentlich verschieden, je nachdem der zur Beförderung verwendete Arbeiter auch das Beladen seines Karrens besorgt, oder aber, von der Fahrt zurückkehrend, einen unterdessen gefüllten Karren vorfindet, den er gegen seinen entleerten vertauscht. Letzteres soll hier vorausgesetzt werden, weil es im allgemeinen üblich ist, dem Preise für das Abgraben (Gewinnen) des Materials auch jenen für einmaliges Werfen, bezw. nicht erschwertes Aufladen zuzuschlagen. Unter dieser Voraussetzung kann man für das Anfahren, für Stockungen bei der Fahrt einer grösseren Anzahl Karren hintereinander, für das Ausladen derselben und für das Umtauschen der Karren

Tabelle 29.

Beförderung ungebundener Massen mittels Schubkarren auf wagrechter Bohlenbahn.

Beförderungsweite x m	Preis für 1 cbm in Pfennig		
	Beförderungskosten	Übrige Kosten	Zusammen
25	14	4	18
50	19	4	23
75	25	4	29
100	30	5	35
125	35	6	41
150	40	6	46
200	51	7	58

Beim Vergleich dieser Werte mit denen anderer Kostentabellen ist insbesondere zu berücksichtigen, dass hier ein Lohnsatz von 250 ₰ festgehalten ist.

Nach Winkler[1]) ist für die in irgend einer Steigung ($tg\,\alpha$) liegende Strecke x der Grundgleichung die vergrösserte Strecke

$$x_0 = (1 + 13\,tg\,\alpha + 325\,tg^2\,\alpha)\,x \quad . \quad . \quad (132$$

und für eine fallende Strecke

$$x_0 = (1 + 9\,tg\,\alpha + 106\,tg^2\,\alpha)\,x \quad . \quad . \quad (133$$

zu setzen.

Nach Goering würde sich bei Annahme der Gleichung

$$k = 0{,}208\,x + 9$$

und einer Widerstandsziffer der Schubkarrenbahn gleich $0{,}07 = {}^1/_{14}$ für steigende Strecken ein Zuschlag

$$\triangle\,k = 2{,}9\,x\,.\,tg\,\alpha + 126\,.\,tg\,\alpha \text{ Pfennig} \quad . \quad . \quad (134$$

berechnen.

Wäre die Erdmasse mittels Schubkarren auf einer schiefen Ebene von 10⁰/₀ Steigung auf eine Entfernung von 100 m zu verbringen, so hätte man zunächst aus Gleichung 130 die Kosten der Beförderung auf dieselbe Entfernung, jedoch bei wagrechter Bahn zu

$$k = 0{,}208\,.\,100 + 9 = 29{,}8 \text{ Pfennig.}$$

Hielte man daran fest, für jedes Meter über der Grenzsteigung von 5⁰/₀ der wagrechten Entfernung 20 m zuzusetzen, so berechneten sich die Kosten für die Beförderuug auf der schiefen Ebene zu

$$k = 0{,}208\ (100 + 100) + 9 = \mathbf{51} \text{ Pfennig.}$$

Nach Goering betrüge der Zuschlag

$$\triangle\,k = (290 + 126)\,.\,0{,}10 = 41{,}6 \text{ Pfennig}$$

und folgl. der Gesamtbetrag der Kosten für die Steigung **71** Pfennig.

Nach Winkler aber wäre statt x anzunehmen

$$x_0 = (1 + 13\,.\,{}^1/_{10} + 325\,.\,{}^1/_{100})\,100 = 555 \text{ m,}$$

wofür sich der Kostenbetrag

$$k = 0{,}208\,.\,555 + 9 = \mathbf{124} \text{ Pfennig}$$

ergeben würde.

Hand-Kippkarren-Beförderung.

Die Handkippkarren werden bis zu Steigungen von 1⁰/₀ in der Regel von 2 Mann bedient, so dass bei einer täglichen Arbeitszeit $A = 10\,.\,60 = 600$ Minuten und dem wegen der mit dem Kippkarren-Transport verbundenen grossen

[1]) Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Hft., 3. Auflage, S. 106.

Anstrengung der Arbeiter angenommenen Lohnsatz von 275 Pfennig im vorliegenden Falle als Taglohn T = 550 Pfennig zu setzen wäre. Als Ladung eines zweimännigen Karrens wird gewöhnlich $^1/_3$ Kubikmeter ungebundenen, im Einschnitt gemessenen Abtrags gerechnet und als durchschnittliche Fahrgeschwindigkeit v = 60 m/Min. festgehalten.

Bei Verwendung von Kippkarren wird die Lösung des Bodens zusammen mit der Beförderung von denselben Arbeitern besorgt. Da nun in dem Preise für das Lösen auch ein Kostenbetrag für gewöhnliches, nicht erschwertes Aufladen enthalten ist, das Laden der Karren aber, namentlich bei gebundenem Material, merklich erschwert ist, so muss die dadurch bedingte Mehrleistung in Form eines Zeitaufwandes bei Ermittelung der Beförderungskosten in Ansatz gebracht werden. Hierfür, sowie für Ausstürzen der Karren und sonstige, Zeitverluste bedingende Umstände mag z = 5 Minuten und endlich für Anschaffung Abnützung und Unterhaltung der Geräte n = 15 angesetzt werden.

Mit diesen besonderen Werten erhält man aus der Grundgleichung als Kostenbetrag für die wagrechte Handkippkarren-Beförderung eines Kubikmeters ungebundenen Abtrags

$$k = 0{,}092\,x + 14, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (135$$

beziehungsweise

$$k = 0{,}106\,x + 16 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (136$$

Diese Kosten würden sich bei Beförderung von Steinbrocken aus den früher erwähnten Gründen um etwa 20% erhöhen.

Der Preis hölzerner, eisenbeschlagener Kippkarren zum Handbetrieb stellt sich auf 80 bis 90 ℳ; die Dauer eines solchen Fahrzeugs beträgt nach Osthoff mindestens 240 Arbeitstage, es kostet aber unterdessen an Ausbesserungen die Hälfte des Neuwertes. Die beladenen Karren bewegen sich auf Bohlen, die am besten aus hartem Holz bestehen, in den Erdboden eingelassen und mindestens an ihren Stössen durch Querhölzer verbunden werden; die Kosten einer Bahn aus 2 Bohlenreihen stellen sich auf durchschnittlich 3,5 ℳ. Nach Kreuter hält eine solche Dielenbahn einen Verkehr von 31000 cbm aus. Die Kosten für Legen der Bahn und Unterhaltung derselben sind verhältnismässig gering. Die Widerstandsziffer der Bahn beträgt 0,033 bis 0,04. Statt der Bohlen können auch gewalzte Flachschienen von 130 mm Breite mit 20 mm hohen Rändern, die etwa 10 kg/m wiegen, verwendet werden.

Grössere Entfernungen wie 400 m nimmt man für Kippkarren nicht gern in Aussicht, weil sonst die Anstrengung der Arbeiter leicht übermässig wird.

Bezüglich der Art und Weise, wie bei Verwendung von Kippkarren die Bahnneigung in Rechnung gebracht wird, ist aus den früher angegebenen Abhandlungen folgendes zu entnehmen:

1. Als Grenzsteigung, bis zu welcher kein Zuschlag gemacht zu werden braucht, ist beim Handkippkarren 1,0% anzunehmen; für jedes Meter Mehrerhebung über diese Grenzsteigung ist der wagrecht gemessenen, wirklichen Beförderungsentfernung, nach G. Meyer (Handbuch der Ing.-Wissenschaften) ein Zuschlag von 25 m zu geben. Lang nimmt die Grenzsteigung zu 1,3% und den Zuschlag zu 70 m an.

Das theoretisch zulässige Gefälle ist 7%.

2. Nach der Winkler'schen Anschauung ist die auf die Wagrechte zurückgeführte Beförderungsweite bei Steigungen ($+\operatorname{tg}\alpha$) und Gefällen ($-\operatorname{tg}\alpha$)

$$x_0 = (1 + 20\operatorname{tg}\alpha + 350\operatorname{tg}^2\alpha)\,x \quad . \quad . \quad (137$$

3. Nach der Gleichung

$$\Delta k = \frac{c_1}{\mu} \, . \, x \, . \operatorname{tg}\alpha + \frac{c_2}{\mu} \, . \operatorname{tg}\alpha$$

hätte man einen Zuschlag

$$\Delta k = 2{,}30\,x\,.\,\mathrm{tg}\,\alpha + 350\,\mathrm{tg}\,\alpha \text{ Pfennig} \qquad (138$$

zu nehmen, falls die Widerstandsziffer der Bahn $0{,}04 = {}^1/_{25}$ wäre.

Für das Ausbreiten der ausgestürzten Massen und die Aufsichtskosten gilt das bei den Schubkarren Gesagte.

Tabelle 30 enthält die nach Gleichung 135 berechneten reinen Beförderungskosten samt den Nebenkosten, die mit 15 % dieser Beträge und 2 ₰/cbm für Aufsicht angesetzt sind.

Tabelle 30.

Beförderung ungebundener Massen mittels Hand-Kippkarren auf wagrechter Bohlenbahn.

Beförderungsweite x m	Preis für 1 cbm in Pfennig		
	Beförderungskosten	Übrige Kosten	Zusammen
25	16	3 + 2	21
50	19	3 + 2	24
75	21	3 + 2	26
100	23	4 + 2	29
125	26	4 + 2	32
150	28	4 + 2	34
200	32	5 + 2	39
300	42	6 + 2	50
400	51	7 + 2	60

Handrollwagen-Beförderung.

Auch die Handrollwagen werden gewöhnlich von 2 Arbeitern bedient und es beträgt alsdann ihr Fassungsvermögen 1 cbm natürlich gelagerten, ungebundenen Bodenmaterials. Wo es angeht, wird man die Bahn in ein leichtes Gefälle legen, so dass die beladenen Wagen nicht geschoben zu werden brauchen, ja gebremst werden müssen; immerhin kann man als mittlere Geschwindigkeit der Hin- und Herfahrt 60 m/Min. rechnen. Als Zeitzuschlag mit Rücksicht auf das erschwerte Laden mag $z = 8$ Minuten angesetzt werden, so dass sich bei einem Lohnsatz von 250 ₰ die Beförderungskosten auf wagrechter Bahn zunächst zu

$$k = 0{,}028\,x + 7 \qquad (139$$

ergeben.

Hierzu müssen jedoch noch mehrere Zuschläge kommen, nämlich mit teilweiser Benützung der Annahmen G. Meyer's[1]),

Anschaffung und Unterhaltung der Rollwagen	$0{,}0025\,x$	$+ 2$
Schmieren derselben	$0{,}0005\,x$	
Anschaffung und Abnützung der Schienenbahn, wenn g die Kosten in Pfennigen für 1 Meter Gleis und Q die ganze zu befördernde Masse in cbm ausgedrückt bedeutet	$(1{,}1\,x + 50)\frac{g}{Q}$	
Unterhaltung der Bahn	$0{,}0010\,x$	
Verlegen der Gleise, Weichenziehen, Ausbreiten der Massen u. dergl.		3

$$\text{Zusammen} \quad k = 0{,}004\,x + 5 + (1{,}1\,x + 50)\frac{g}{Q}$$

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 1. Bd., 2. Abt., III. Kap., 3. Aufl., Leipzig 1897, S. 84.

so dass man die reinen Beförderungskosten samt den Nebenkosten, jedoch ohne die Kosten für Aufsicht, zu

$$k = 0{,}032\,x + 12 + (1{,}1\,x + 50)\frac{g}{Q} \qquad . \quad . \quad (140$$

erhält.

Bei der Feststellung von g nimmt Meyer[1]) für den jedesmaligen Gebrauch des Gleises 20% des Neuwertes an und findet, mit Einschluss der Fracht bis zur Verwendungsstelle, der Kosten des Bettungsmaterials und des Verlegens und Wiederaufnehmens der Gleise, sowie Zinsen, als Kosten für 1 m Gleis von der Spurweite gleich 0,60 m, wie sie bei Strassenbauten öfters vorkommt, g = 100 ₰.

Für Q = 5000 cbm z. B. ginge die Gleichung 140 in die folgende über:

$$k = 0{,}054\,x + 13 \qquad . \quad . \quad . \quad (140\,a$$

Die Wagen werden aus Holz oder Eisen hergestellt, für Strassenbauzwecke mit einem Inhalt von 0,5 bis 1,0 cbm. Hölzerne Kippwagen von 1,0 cbm Fassungsraum kosten etwa 250 ℳ, mit Schraubenbremsen 320 ℳ; eiserne Muldenkipper von derselben Grösse kosten ohne Bremse durchschnittlich 120 ℳ.

Das Gewicht eines leeren Wagens beträgt 400 bis 800 kg. Von den zu einer Arbeit erforderlichen Wagen sind 10% in Vorrat zu halten. Zu den Gleisen von 60 bis 75 cm Spurweite kommen Schienen von etwa 6 kg/m zur Verwendung. Die Kosten eines Meters solchen Gleises betragen, wie oben schon bemerkt, ungefähr 1 ℳ.

Gewöhnlich wird ein Gleis mit Ausweichstellen, ein Doppelgleis aber nur in den Einschnitten angelegt, so dass man bei der Kostenberechnung die Länge der Gleise zu (x + 100) Meter ansetzen kann. Bei kurzen Beförderungsweiten kann es sich jedoch empfehlen, durchaus eine Doppelbahn anzulegen. Der Widerstandskoeffizient kann bei gewöhnlichen Rollbahnen zu 1/100 bis 1/150 angenommen werden.

Als Grösststeigung, auf der leere Wagen noch geschoben werden können, gilt im allgemeinen 1 : 5 (20%), als grösstzulässige Steigung für beladene Wagen bei kleineren Entfernungen 1 : 70, bei grossen 1 : 300.

Tabelle 31.

Beförderung ungebundener Massen mittels Handrollwagen auf wagrechtem Gleise.

Förderweite x	Preis für 1 cbm in Pfennigen					
	Reine Beförderungskosten samt Nebenkosten nach Gl. 140, einschl. 1 Pfg für Aufsicht, jedoch ohne die Kosten $(1{,}1\,x + 50)\frac{g}{Q}$ für das Schienengleis	Gesamtkosten nach Gl. 140 für die beförderte Gesamtmasse Q				
m		1000 cbm	2000 cbm	3000 cbm	5000 cbm	10000 cbm
50	15	26	20	19	17	16
100	16	32	24	21	19	18
200	19	46	33	28	24	22
300	23	61	42	36	31	27
400	26	75	51	42	36	31
500	29	89	59	49	41	35
600	32	103	68	56	46	39
700	35	117	76	62	51	43
800	39	132	86	70	58	48
900	42	146	94	77	63	52
1000	45	160	103	83	68	57

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften 1. Bd., 2. Abt., III. Kap., 3. Aufl., S. 84.

Anwendung der Kosten-Gleichungen.

In Abb. 91 sind die den verschiedenen Beförderungsarten zugehörigen Geraden ($k = ax + b$), die in einem besonderen Falle Anwendung gefunden haben, im Bilde dargestellt, die Beförderungsweiten x als Abszissen, die zugehörigen Kostenbeträge k als Ordinaten. Man ersieht daraus, dass diese geraden Linien einen um so kleineren Winkel mit der Abszissenachse einschliessen, je entwickelter die ihnen zugehörige Beförderungsart ist; auch sind durch die Schnittpunkte je zweier Geraden die Grenzwerte von x bezeichnet, innerhalb deren jede Beförderungsart, theoretisch genommen, noch zweckmässigerweise Verwendung finden kann.

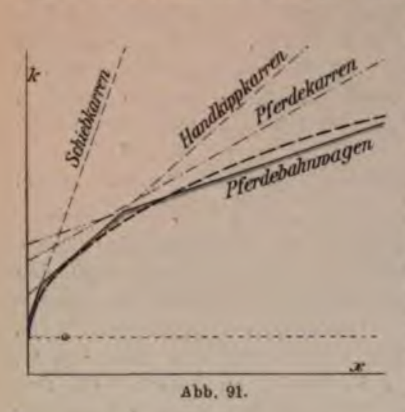


Abb. 91.

Für die Ausführung haben diese Grenzen allerdings keine besondere Bedeutung, weil man nur selten sich veranlasst sehen wird, auf eine neue Beförderungsweise überzugehen, sobald die bisher eingehaltene theoretisch teuerer zu stehen käme, als jene. In der Regel verursacht der mit einem solchen Übergang verbundene Zeitverlust, die Umständlichkeit des Umbaues der Beförderungsbahn u. dgl. m. höhere Kosten als die Beibehaltung der für die Hauptmasse des Abtrags zweckmässigen Beförderungsart auch über die theoretischen Grenzen hinaus.

Was nun die in der Praxis benützten Zusammenstellungen der Beförderungskosten (die Transportkosten-Tabellen) betrifft, so sind dieselben meist für Durchschnittsverhältnisse berechnet und zwar in der Regel mit Benützung sämtlicher, den verschiedenen Beförderungsarten zugehörigen Gleichungen innerhalb der theoretischen Grenzwerte von x, so dass also das in Abb. 91 ausgezogene und schraffierte Vieleck (gewöhnlich mit einer leichten Ausrundung der Ecken) zur ziffermässigen Darstellung gelangt [1]).

In einzelnen Fällen hat man auch an Stelle der verschiedenen geraden Linien ($k = ax + b$) als innere Umhüllungslinie derselben eine Parabel zweiter Ordnung.

$$k = m\sqrt{x} + n \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (141$$

gesetzt (s. Abb. 91) und diese allein zur Berechnung der Transportkosten-Tabelle benützt [2]).

Bei Anwendung der vorbesprochenen „Transportkosten-Tabellen“ pflegt man in der Art zu verfahren, dass man für jede vorher bestimmte Beförderungsweite und nachdem die etwa vorhandene Bahnneigung durch entsprechende Zuschläge in Rücksicht gezogen worden, den zugehörigen Kostenbetrag aus der Tabelle abliest. Misslich hierbei, besonders wenn es sich um vorläufige Entwurfsarbeiten handelt, ist die zuerst erforderliche ziffermässige Ermittelung der Beförderungsweiten, weil dieselbe zeitraubend ist und auch leicht Veranlassung zu Irrungen geben kann. Launhardt [3]) hat deshalb empfohlen, eine sogenannte Transportkostenregel zu benützen, wobei die Beförderungsweiten im Massstabe des Längen- und Massen-Nivellements als Abszissen aufgetragen,

---

[1]) Eine Zusammenstellung verschiedener Transportkosten-Tabellen siehe in Ržiha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, 1. Bd., Wien 1876, S. 293; sodann in Launhardt, Das Massen-Nivellement.

[2]) Eickemeyer, Das Massen-Nivellement und dessen praktischer Gebrauch, Leipzig 1870.

[3]) Launhardt, Das Massen-Nivellement, 2. Aufl., Hannover 1877.

die zugehörigen Kosten aber beigedruckt werden. Indem man den auf solche Weise hergestellten Massstab etwa im Massen-Nivellement anlegt oder die Beförderungsweiten von dort mittels des Zirkels auf den Massstab überträgt, erhält man die gewünschten Kostenbeträge, ohne dass auf den Zahlenwert jener Weiten Rücksicht genommen zu werden braucht. Die in der genannten Schrift angegebene Transportkostenregel enthält neben den Preisen für wagrechte Entfernungen auch die bei geneigter Beförderungsbahn erwachsenden Kosten, allerdings unter der Voraussetzung, dass jedes Beförderungsmittel nur innerhalb der durch die Theorie vorgezeichneten Entfernungen in Anwendung gebracht wird.

Ein anderes von Goering[1]) angegebenes Verfahren, die Gleichungen zur Bestimmung der Beförderungskosten praktisch zu verwerten, hält die verschiedenen Beförderungsmittel und die ihnen entsprechenden Zuschläge wegen Bahn-Neigung scharf auseinander und eignet sich ganz besonders für das von demselben Verfasser empfohlene einheitliche graphische Verfahren zur Massenermittelung, Massenverteilung und Bestimmung der Transportkosten der Erdarbeiten, wobei Zahlentabellen gänzlich vermieden werden sollen. Dasselbe besteht einfach darin, dass die Gleichungen der Geraden zur Berechnung der Kosten wagrechter Beförderung nach Abb. 91, und ebenso die der Gleichung 128 entsprechenden Zuschläge wegen Bahn-Neigung für jedes Transportmittel gesondert dargestellt und daraus die gewünschten Grössen mittels des Zirkels abgegriffen werden[2]).

IV. Bestimmung der sichtbaren Flächen des Erdbauwerks, die zu ebnen und zu bedecken sind.

Nach der Schnur geebnet wird gewöhnlich die ganze Oberfläche des Erdbauwerks und was mit ihm zusammenhängt, also namentlich die Böschungen an Dämmen, Einschnitten, Ablagerungen und Füllgruben, die Sohle des Fahrbahnkörpers und der Gräben, Bermen, Fusswege usw. Die Bestimmung der Ausmasse all dieser Flächen und ihre Inhaltsberechnung ist mit Hilfe der Querschnittszeichnungen, des Längenschnitts und des Lageplans leicht durchzuführen, wobei die Tatsache, dass einzelne Abmessungen der ganzen Strassenlänge nach, oder doch auf längere Strecken hin durchlaufen, wesentlich zur Vereinfachung beiträgt. Von diesen Flächen wird dann ein Teil mit guter Erde bedeckt und

Ebnen, Begrünen, Berasen etc.

Zwischen den Quer-schnitten	Länge der Böschungslinien		Entfernung der Quer-schnitte	Fläche
	einzeln m	Mittel m	m	qm
.	.	.	.	.

begrünt, oder mit einer Rasendecke oder Sandschichte versehen, zuweilen auch gepflastert oder in anderer Weise befestigt. Wie diese im ganzen sehr einfache Berechnung durchgeführt wird, braucht nicht weiter auseinandergesetzt zu werden. Als ein Beispiel eines Verzeichnisses für die hierauf bezüglichen Ausmasse kann das obenstehende betrachtet werden.

---

[1]) Goering, Massenermittelung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten, 4. Aufl., Berlin 1902.

[2]) Siehe auch Barkhausen, Erdarbeiten, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Hft. 4, S. 20.

V. Arbeiten, die durch Pauschsummen (Aversalbeträge) in Ansatz gebracht werden.

Zum Schlusse der Betrachtungen über die Vorausmasse der Erdarbeiten muss noch hervorgehoben werden, dass mehrere Leistungen bisher keine Erwähnung gefunden haben, die aber im Kostenanschlage Berücksichtigung finden müssen, entweder durch Pauschsummen, oder durch Zuschläge zu den Einheitspreisen. Solche Leistungen sind:

1. Das Abheben von guter Erde und Rasen auf den Bauflächen, das Verbringen derselben nach der Seite und das Ablagern dieser Materialien bis zu ihrer seinerzeitigen Wiederverwendung.
2. Die Mehrleistung, die sich für den Unternehmer ergibt, indem die Einschnitte an den Böschungen tiefer ausgehoben werden müssen, als bei der Massenberechnung angenommen worden war, um die Böschungsflächen mit einer Schichte Humus bedecken und dann begrünen zu können, sodann noch die treppenartige Abstufung der genannten Böschungen, um der Humusschichte Auflagerflächen zu schaffen.

Ist die Grösse der mit Humus zu bedeckenden Flächen bekannt und die Dicke der erforderlichen Erdschichte angenommen, so lassen sich beide Leistungen ohne Schwierigkeit überschlagen.

Ausserdem sind auch noch Summen für etwa erforderliche Beförderungsgerüste, für das Ableiten des Wassers aus Einschnitten und Grabenverlegungen, für Herstellung und Unterhaltung von vorübergehenden Anlagen zur Offenhaltung des Verkehrs auf bestehenden Verkehrslinien u. dgl. m., für Beiträge zur Unfall-Versicherung usw. und in besonderen Fällen auch noch für andere Leistungen im Kostenanschlage aufzunehmen.

Stadtstrassen.

Rücksichten beim Entwurf städtischer Strassen.

Allgemeine Gesichtspunkte.

1. Verschiedene Arten von Strassen.

Die Entwickelung der Städte erfolgte vielfach in Richtung der bestehenden, nach den umliegenden Ortschaften führenden Strassen und Wege, wobei aus dem Innern der Stadt nach aussen hin strahlenförmig verlaufende Hauptverkehrslinien entstanden, die man deshalb Radialstrassen genannt hat. Sodann veranlasste das Bedürfnis, die in solcher Weise vorgeschobenen Stadtteile untereinander zu verbinden und auch eine Entlastung des inneren Teiles der Radialstrassen herbeizuführen, die Anlage sogenannter Ringstrassen von grösserer oder geringerer Erstreckung, zuweilen die ganze innere Stadt umschliessend. Daneben aber kamen Strassen unter dem Namen „Diagonalstrassen" zustande zur Verbindung besonders wichtiger Punkte der Stadt, wie solche in den Schnittpunkten der Radial- und Ringstrassen hervortreten, oder sich als Bahnhöfe, Tore, öffentliche Bauten u. dgl. m. darstellen.

Alle diese verschiedenartigen Strassen sind hiernach durch den Verkehr der Stadt und namentlich den Hauptverkehr derselben bedingt und gelten deshalb als „Hauptstrassen". Sie können dabei sogenannte Wohnstrassen oder Geschäftsstrassen sein, da die Bedeutung einer Strasse überhaupt für

den Anbau sowohl von Wohngebäuden als auch von Geschäftshäusern mit der Verkehrsgrösse wächst. Wenn freilich letztere ein gewisses Mass überschreitet, so wird durch die dann immer stärker hervortretenden Nachteile des Verkehrs und andere Umstände die Eignung der Strasse als Wohnstrasse mehr und mehr vermindert, so zwar, dass sich in einzelnen Stadtteilen reine Geschäftsstrassen ohne Häuser mit Wohnungen ausbilden. Den Hauptstrassen gegenüber stehen die sogenannten Nebenstrassen, die einerseits dem örtlichen Verkehr in kleinerem Kreise dienen, anderseits aber eine zweckmässige Bebauung des Geländes ermöglichen sollen. Zu ihnen gehören insbesondere auch viele Wohnstrassen. Bezeichnend für die Nebenstrassen ist der Umstand, dass ihre Lage hauptsächlich durch die Formen der Bodenoberfläche, die Eigentumsgrenzen der Grundstücke und durch den Wunsch bedingt wird, einfache Grundrissformen für die Bauplätze zu erhalten.

2. Strassennetze verschiedener Art.

Vergleicht man die Strassennetze, wie sie sich im Laufe der Zeiten und namentlich neuerdings in den modernen Städten mehr systematisch entwickelt haben, so gelangt man zu einer Reihe von Gesichtspunkten, die für den Entwurf von Bebauungsplänen von Wichtigkeit sind.

Nach Baumeister[1]) kann man unterscheiden:

Das Rechtecksystem, wenn sich alle Strassen unter 90° oder doch nahezu rechtwinkelig schneiden. Als Vorzug dieser Anordnung kann nur die einfache Grundrissform aller Bauplätze geltend gemacht werden, jedoch hat sowohl der Ingenieur, wie der Architekt gewichtige Gründe dagegen anzuführen. Vom rein technischen Standpunkte ist hervorzuheben, dass bei solcher Anordnung der Verkehr zu Umwegen gezwungen ist und dass bei nicht ganz ebenem Gelände vielfach starke Steigungen, oder bedeutende Erdbewegungen in den Kauf genommen werden müssen; in ästhetischer Hinsicht aber wird mit Recht der langweilige Eindruck eines solchen Strassennetzes gerügt, das nur wenig Gelegenheit zu architektonischer Ausgestaltung biete. In grösserer Ausdehnung ist das Rechtecksystem deshalb nicht zu empfehlen.

Das Dreiecksystem. Durch Verbindung bereits vorhandener oder in Aussicht zu nehmender Verkehrsmittelpunkte, wie Plätze, öffentliche Gebäude u. dgl. unter einander mittels Hauptstrassen kommt ein Netz aus dreiseitigen, zum Teil auch vierseitigen Maschen zustande, in die alsdann die Nebenstrassen mit Rücksicht auf die Verkehrsverhältnisse, die Bodenbeschaffenheit und die Grundstückgrenzen so eingelegt werden, dass möglichst rechteckige Baublöcke entstehen. Dabei können die Hauptmaschen unabhängig voneinander gegliedert, oder die Nebenstrassen im Zusammenhange miteinander durch mehrere Hauptmaschen geführt werden. Im Hinblick auf den Verkehr ist das Dreiecksystem als zweckmässig zu bezeichnen; vom Standpunkte des Architekten aus ist gegen dasselbe im allgemeinen wesentliches nicht einzuwenden.

Das Radialsystem endlich ergibt sich in ungezwungener Weise bei der Erweiterung eines bestehenden Kerns, indem man die vorhandenen und erforderlichenfalls abzuändernden, strahlenförmig nach aussen führenden Wege zu Hauptstrassen ausbildet, sodann Ringstrassen zwischen den Aussenbezirken und für den Durchgangsverkehr zur Verhütung der Überlastung des Kerns anlegt,

---

[1]) Baumeister: Stadterweiterungen in technischer, baupolizeilicher und wirtschaftlicher Beziehung, Berlin 1876, sodann: Moderne Stadterweiterungen, Vortrag, Deutsche Zeit- und Streitfragen, Neue Folge, 2. Jahrgang, Heft 7, Hamburg 1887, und: Städtisches Strassenwesen und Städtereinigung, Berlin 1890, Abt. III, 3. Heft des Handbuches der Baukunde.

wobei bestehende Stadtgrenzen oder Befestigungswerke öfters mitbenützt werden können; die weitere Zerlegung der Flächen, die von den also gewonnenen und von anderen, gewöhnlich nach dem Dreiecksystem noch einzuschaltenden Hauptverkehrslinien eingeschlossen werden, kann in verschiedener Weise erfolgen. Jedenfalls findet im Radialsystem für sich und im vereinigten Radial- und Dreiecksystem der Verkehr in weitgehendem Masse Berücksichtigung, auch ergeben sich gleichzeitig bei geschickter Anordnung interessante Aufgaben für die Architekten [1]).

3. Rücksichten bei Anordnung neuer Strassenzüge.

Der Entwurf von Strassen und ganzen Strassennetzen kommt bei eigentlichen Stadterweiterungen vor, also bei Aufstellung von Bebauungsplänen für bisher unbebaute Teile des Stadtgebietes, dann aber auch im Innern der Städte zur Verbesserung der Verkehrs- und Wohnungsverhältnisse, zur Freilegung bedeutender Bauwerke und dergleichen, soweit es sich nicht etwa nur um Berichtigung und Ausbau bestehender Strassen handelt.

Welche von den erwähnten Strassenarten und Netzformen dabei in Betracht zu kommen habe, hängt von den besonderen Umständen ab. Bei Stadterweiterungen muss jedenfalls unter sorgfältiger Beachtung der Lage und Beschaffenheit des Baugeländes im voraus schon festgesetzt werden, wo Wohnungs-, Geschäfts- oder Industriebezirke naturgemäss anzulegen sind, weil Grundriss, Aufriss und Querschnitt der Strassen, die Bauart der Häuser und die Tiefe der Blöcke davon abhängig ist.

Wie schon aus den bisherigen Erörterungen hervorgeht, muss man in erster Linie daran denken, dem **Verkehr** möglichst direkte Wege anzuweisen, ohne dass dabei ungeeignete Steigungsverhältnisse oder übermässige Erdmassen-Bewegungen zugelassen werden. In unebenem Gelände wird daher die Strassenführung durch die Notwendigkeit beeinflusst werden die Strassenachse den Bodenformen möglichst anzuschmiegen.

Ein anderer wichtiger Gesichtspunkt sowohl beim Entwurf von Strassenlinien für bestehende Stadtteile, namentlich aber bei neuen Bebauungsplänen, der bei aller Rücksicht auf den Verkehr im Auge behalten werden muss, liegt in der Beachtung der **Eigentumsgrenzen**, weil der Wert des Grund und Bodens durch die Strassenführung in hohem Masse beeinflusst, dadurch sowohl gesteigert als vermindert werden kann und weil die für Strassen erforderlichen Bodenflächen entweder seitens der Grundstückbesitzer unentgeltlich abgetreten, oder umgekehrt von der Stadtverwaltung vergütet werden müssen [2]). Man wird also im allgemeinen in dieser Hinsicht die Strassen nicht allzu zahlreich und nicht unnötig breit anlegen und nach Möglichkeit bestehende Wege verfolgen, man wird suchen die Grundstücke nicht spitzwinkelig zu überschneiden und sie in ihrer Tiefe nicht zu sehr zu verkleinern. Die erwünschte Führung der Strassen wird freilich hierdurch oft erschwert und es tritt bei solchen Gelegenheiten der Mangel von Gesetzesbestimmungen bezüglich der Umlegung, d. h. der Zusammenlegung der durch die Strassenführung durchschnittenen Grundstücke und Neueinteilung derselben in passende Formen hervor; es sei hier verwiesen auf den von dem Oberbürgermeister Adickes zu Frankfurt a/M.

---

1) Beispiele zu den verschiedenen Strassennetzen siehe u. a. im Handbuch der Ingen.-Wissenschaften, 1. Bd., 4. Abt., Kap. VIII, 3. Aufl., Der Strassenbau von Laissle, S. 192 ff.

2) Siehe über „Enteignung“: Stübben, Der Städtebau im Handbuch d. Architektur, 9. Halbband, S. 282.

veranlassten, hierauf bezüglichen Gesetzentwurf[1]). Bei Ausführung von Strassendurchbrüchen und Verbreiterungen bestehender Strassen werden Zwangsenteignungen in der Regel zugelassen, aber nur bei entsprechender Entschädigung der betroffenen Grundbesitzer.

Wie Verkehr und Anbau, so verlangt auch die **Gesundheitspflege** mancherlei Rücksichtnahmen bei der Anlage von Strassen und Plätzen. Es handelt sich in dieser Beziehung um genügende Zufuhr von Luft und Licht und um die Erzielung ausreichender Besonnung und trockener Lage für die Gebäude, um Entwässerung und Reinhaltung aller Bauflächen und dergleichen mehr, worüber im folgenden, namentlich bei Besprechung der Richtung, Breitebemessung, Gliederung und Anpflanzung städtischer Strassen noch die Rede sein wird.

Die bisher namhaft gemachten Rücksichten fallen naturgemäss in das Tätigkeitsgebiet des Ingenieurs; neben ihm hat aber auch der Architekt nicht minder wichtige Aufgaben beim Städtebau zu erfüllen, indem ihm die Wahrung der **ästhetischen Seite** desselben nach allen Richtungen hin zukommt. Leider ist die Tatsache, dass beim Städtebau auch künstlerische Aufgaben zu erfüllen seien, lange Zeit nicht gebührend aufgefasst worden; erst in neuerer Zeit hat sich eine erfreuliche Wendung in dieser Beziehung vollzogen. Es ist der Sinn für die schönen Architekturbilder alter Städte wieder erweckt worden, man sucht die Gründe für die gute, behagliche Raumwirkung der Strassen und Plätze dortselbst aufzufinden und bemüht sich, die dabei festgestellten Gesetzmässigkeiten bei Befriedigung der neuen Bedürfnisse wieder zur Geltung zu bringen. Näher darauf einzugehen, ist hier nicht der Platz, so verführerisch dies auch im Grunde genommen ist. Einiges ist unter dem Abschnitte „Besondere Rücksichten und Regeln" noch angegeben.

Hier sei nur noch einmal darauf aufmerksam gemacht, dass Abänderungen in bestehenden Stadtteilen oft recht schwer von Ladenbesitzern und Geschäftsleuten empfunden werden; endlich soll noch angedeutet werden, in welcher Ausdehnung eine beabsichtigte Stadterweiterung zweckmässigerweise ins Auge zu fassen ist und welche Strassen in erster Linie auszuführen sind. Jedenfalls sind von vornherein eingehende Überlegungen unter Zusammenwirken aller Beteiligten anzustellen über den zu bewältigenden Verkehr, soweit er schon besteht und in Zukunft erwartet werden kann, über die dafür in Aussicht zu nehmenden Verkehrsmittel, wie auch über die voraussichtlich in Betracht kommenden öffentlichen Gebäude und Anlagen. Mit Rücksicht auf solche nach grossen Gesichtspunkten getroffenen Überlegungen lässt sich dann ein Netz von Hauptstrassen samt den erforderlichen Bahnlinien, Versorgungsnetzen und dergleichen entwerfen und auch schon ein Teil der Nebenstrassen mit einiger Sicherheit festlegen. Die Ausführung der Hauptstrassen würde sofort, die der Nebenstrassen und eigentlichen Baustrassen aber erst bei eintretendem Bedürfnisse erfolgen. In diesem Sinne hat sich die Versammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine bei Beratung der „Grundzüge für Stadterweiterungen nach technischen, wirtschaftlichen und polizeilichen Beziehungen" nach dem Berichte Baumeister's[2]) im Jahre 1874 zu Berlin ausgesprochen:

1. Das Entwerfen von Stadterweiterungen besteht wesentlich in Feststellung der Grundzüge aller Verkehrsmittel: Strassen, Pferdebahnen, Dampfbahnen, Kanäle, die systematisch und deshalb in einer beträchtlichen Ausdehnung zu behandeln sind.
2. Das Strassennetz soll zunächst nur die Hauptlinien enthalten, wobei vorhandene Wege tunlichst zu berücksichtigen, sowie solche Nebenlinien, die durch örtliche

---

[1]) Näheres hierüber: Adickes' Gesetzentwurf zur Erleichterung von Stadterweiterungen, Zentralblatt d. Bauv. 1892, S. 530, sodann Genzmer, Die städtischen Strassen, Bd. I des „Städtischer Tiefbau", S. 33 ff.

[2]) Deutsche Bauzeitung 1874, S. 337, 345.

Umstände bestimmt vorgezeichnet sind. Die untergeordnete Teilung ist jeweils nach dem Bedürfnisse der näheren Zukunft vorzunehmen oder der Privattätigkeit zu überlassen.

3. Die Gruppierung verschiedenartiger Stadtteile soll durch geeignete Wahl der Lage und sonstiger eigenartiger Merkmale herbeigeführt werden, zwangsweise nur durch gesundheitliche Vorschriften über Gewerbe.

Neben diesen Sätzen wurden damals noch die folgenden angenommen:

4. Aufgabe der Baupolizei ist die Wahrung notwendiger Interessen der Hausbewohner, der Nachbarn und der Gesamtheit gegenüber dem Bauherrn. Solche Interessen sind: Feuersicherheit, Verkehrsfreiheit, Gesundheit (einschliesslich Zuverlässigkeit der Konstruktion gegen Einsturz). Dagegen sind alle ästhetischen Vorschriften verwerflich.
5. Es ist für Stadterweiterungen wünschenswert, dass die Expropriation und Inpropriation von Grundstückresten in angemessener Weise gesetzlich erleichtert werde. Noch wichtiger würde der Erlass eines Gesetzes sein, welches die Zusammenlegung von Grundstücken behufs Strassendurchlegungen und Regulierung der Bauplatzformen erleichtert.
6. Der Stadtgemeinde kommt die Befugnis zu, sich für die von ihr aufgewandten Kosten neuer Strassen mit Zubehör Deckung von seiten der anstossenden Grundeigentümer zu verschaffen. Unter den betreffenden finanziellen Formen empfehlen sich, namentlich wenn das Verfahren der Regulierung vorausgegangen ist, besonders Normalbeiträge für 1 Meter der Frontlänge jedes Grundstückes.
7. Die Eigentumsverhältnisse, welche mit Festsetzung eines Stadterweiterungsplanes sich bilden, sowie die Verpflichtung der Anstösser einerseits und der Gemeinde anderseits bedürfen der gesetzlichen Regelung. Auf Flächen, welche zu künftigen Strassen und Plätzen bestimmt sind, darf nach gesetzlicher Feststellung des Planes nicht mehr oder nur gegen Revers gebaut werden. Dem Eigentümer gebührt wegen dieser Beschränkung keine Entschädigung, dagegen das Recht zu verlangen, dass Grundstücke in künftigen Plätzen angekauft werden, sobald die umliegenden Strassen hergestellt sind. Für Zugänglichkeit und Entwässerung von vereinzelten Neubauten muss zunächst durch die Eigentümer gesorgt werden. Doch sollte die Gemeinde sich allgemein zur vollständigen Herstellung und Unterhaltung einer neuen Strasse verbindlich machen, sobald Sicherheit besteht, dass ein gewisser Teil aller angrenzenden Grundstückfronten mit Häusern versehen wird. —

Im übrigen ist auf die einschlägige Literatur zu verweisen[1]).

Besondere Rücksichten und Regeln.

1. Grundriss (Horizontalprojektion, Richtungsverhältnisse) der Strassen.

Städtische Strassen werden mit Rücksicht auf Verkehr und Anbau in der Regel gerade geführt, doch sind gekrümmte Strassen und solche in Form geradliniger Vielecke öfters durch die Örtlichkeit bedingt, so namentlich bei Bebauung von Hügelabhängen, und sie sind aus ästhetischen Gründen im allgemeinen empfehlenswert. Lange gerade Strassen machen leicht einen unschönen Eindruck; es empfiehlt sich dieselben im Grundriss zu knicken und

1) Neben den schon erwähnten Werken sei noch auf folgende hingewiesen: C. Sitte, Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen, Wien 1889, 3. Aufl. 1901. J. Stübben, Der Städtebau, IV. Teil, 9. Halbband des Handbuches der Architektur, Darmstadt 1890. K. Henrici, Von welchen Gedanken sollen wir uns beim Ausbau unserer deutschen Städte leiten lassen? Vortrag, Trier 1894. K. Henrici, Woran ist zu denken bei Aufstellung eines städtischen Bebauungsplanes? Vortrag, Zentralbl. der Bauv. 1903, S. 96. Nicht zu vergessen die interessanten Vorträge Theodor Fischer's: 1., „Städtebau", gehalten im chemischen Hörsaale in München, wiedergegeben in den Münchener Neuesten Nachrichten vom 27. und 28. Februar 1901, Nr. 97 und 99, wie auch in dem Werke „Die Stuttgarter Stadterweiterung etc.", Stuttgart 1901. 2. „Stadterweiterungsfragen mit besonderer Rücksicht auf Stuttgart", Stuttgart, Deutsche Verlagsanstalt 1903. Ausserdem sei auf eine kleine, bemerkenswerte Druckschrift von einem Nichttechniker verwiesen: Ch. Buls, Bürgermeister der Stadt Brüssel, „Ästhetik der Städte", 2. Aufl., Übersetzung von Ph. Schäfer, Giessen 1898.

Weiteres einschlägiges Material ist zusammengestellt im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 1. Bd. 4. Abt., Kap. VIII, Leipzig 1903.

ihren Querschnitt wechselnd auszugestalten; starke Knicke sind wiederum durch Bögen abzurunden. Die Linien der die Fusswege von der Fahrbahn trennenden Randsteine werden gewöhnlich gleichlaufend mit den Häuserfluchten angenommen, nur wenn diese unregelmässig verlaufen, erhalten die Randsteinlinien eine selbständige Gestaltung.

Im Hinblick auf die erwünschte Besonnung der Häuser erscheint die Richtung der Strasse nach dem Meridian empfehlenswert, doch ergibt sich dabei der Missstand, dass in den Querstrassen die eine Seite derselben nach Norden gekehrt ist. Eine zeitweilige Besonnung von zwei Seiten wird erreicht bei Strassen, die von Nordost nach Südwest oder senkrecht dazu laufen.

Nachdem die Strassenrichtungen hauptsächlich durch die Verkehrsverhältnisse, zuweilen auch durch vorgezeichnete Zielpunkte bestimmt sind, bleibt oft nur der Ausweg bestehen, zur Erreichung einer entsprechenden Besonnung die Strassenbreite mit der Richtungsabweichung vom Meridian wechselnd zu nehmen.

Das Zusammenfallen der Strassenlinien mit den herrschenden Windrichtungen wird des Staubtreibens wegen gern vermieden, wenngleich eine solche Lage für die Lüftung der Strasse erwünscht erscheinen mag.

2. Aufriss (Vertikalprojektion, Steigungsverhältnisse) der Strassen.

Die Steigungsverhältnisse sind in den eigentlichen Verkehrsstrassen der Stadt gegenüber den Landstrassen, wenn tunlich, zu ermässigen, wobei man auch grössere Erdarbeiten nicht zu scheuen braucht; es ist dies im Hinblick auf den Verkehr, wie auch auf die immer häufiger ausgeführte Befestigung der Fahrbahnen mit lärmdämpfenden Materialien als erwünscht zu bezeichnen, wenn es auch nicht immer zu erreichen ist und in jedem Falle sorgfältig überlegt werden muss, welche Grösststeigung sich bei den vorhandenen örtlichen Verhältnissen noch rechtfertigen lässt. In ebenen Gegenden nimmt man die Grösststeigung zuweilen nicht über 2 % an, in hügeligem Gelände etwa 4 %, dagegen kommen in manchen Städten auch viel stärkere Steigungen vor, besonders in jenen Strassen, die vorzugsweise zur Ausnützung des Bauterrains dienen. Wie bei den Landstrassen, so ist auch bei den Strassen innerhalb der Stadt die wagrechte Lage nicht erwünscht, weil dabei besondere Rinnengefälle angelegt werden müssen, deren Ausführung mancherlei Misstände im Gefolge hat. Was die oben erwähnten Erdarbeiten betrifft, so kommt bei ihnen eine Ausgleichung der Massen nicht in Frage; bei Neuanlagen sind mässig hohe Aufdämmungen zweckentsprechend, namentlich weil hierbei die Aushubmassen der Baugruben für die Häuser kleiner ausfallen und weniger davon abgefahren zu werden braucht, indem dieselben zur Erhöhung der Grundstücke rings um die Gebäude Verwendung finden. Freilich darf nicht übersehen werden, dass sich bei höheren Aufdämmungen die Kosten für die Gründung der Gebäude erhöhen. Auch Rücksichten auf den Grundwasserstand und Kanalisationsanlagen können die Ausführung von Strassendämmen veranlassen. Einschnitte bedingen sowohl für die Strassen wie für die Anbauten eine merkliche Vermehrung der Erdarbeit. Können die Versorgungsnetze nicht in gewachsenen Boden verlegt werden, so ist eine künstliche Unterstützung derselben kaum zu umgehen. Verbietet die Steilheit eines Hanges die Führung einer Fahrstrasse ohne künstliche Entwickelung, so wird man wenigstens den Fussgängerverkehr, unter Umständen durch Ausführung von Treppen, ermöglichen. Gleichmässige Steigungen in langen Geraden sind nicht erfreulich, noch schlechter sind Erhebungen im Längennivellement, wenn nämlich auf eine steigende Strecke eine fallende folgt, dagegen wirken einspringende Gefällsbrüche, ein Gefäll und eine darauf folgende Steigung, nicht ungünstig.

Anwendung der Kosten-Gleichungen.

In Abb. 91 sind die den verschiedenen Beförderungsarten zugehörigen Geraden ($k = ax + b$), die in einem besonderen Falle Anwendung gefunden haben, im Bilde dargestellt, die Beförderungsweiten x als Abszissen, die zugehörigen Kostenbeträge k als Ordinaten. Man ersieht daraus, dass diese geraden Linien einen um so kleineren Winkel mit der Abszissenachse einschliessen, je entwickelter die ihnen zugehörige Beförderungsart ist; auch sind durch die Schnittpunkte je zweier Geraden die Grenzwerte von x bezeichnet, innerhalb deren jede Beförderungsart, theoretisch genommen, noch zweckmässigerweise Verwendung finden kann.

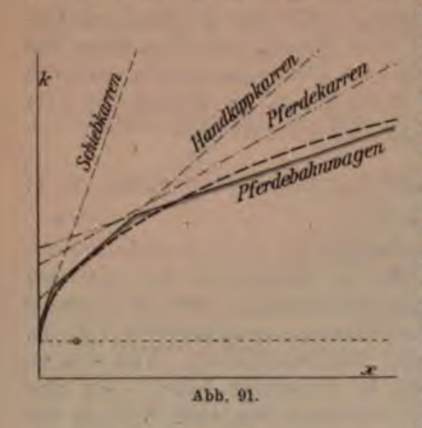


Abb. 91.

Für die Ausführung haben diese Grenzen allerdings keine besondere Bedeutung, weil man nur selten sich veranlasst sehen wird, auf eine neue Beförderungsweise überzugehen, sobald die bisher eingehaltene theoretisch teuerer zu stehen käme, als jene. In der Regel verursacht der mit einem solchen Übergang verbundene Zeitverlust, die Umständlichkeit des Umbaues der Beförderungsbahn u. dgl. m. höhere Kosten als die Beibehaltung der für die Hauptmasse des Abtrags zweckmässigen Beförderungsart auch über die theoretischen Grenzen hinaus.

Was nun die in der Praxis benützten Zusammenstellungen der Beförderungskosten (die Transportkosten-Tabellen) betrifft, so sind dieselben meist für Durchschnittsverhältnisse berechnet und zwar in der Regel mit Benützung sämtlicher, den verschiedenen Beförderungsarten zugehörigen Gleichungen innerhalb der theoretischen Grenzwerte von x, so dass also das in Abb. 91 ausgezogene und schraffierte Vieleck (gewöhnlich mit einer leichten Ausrundung der Ecken) zur ziffermässigen Darstellung gelangt [1]).

In einzelnen Fällen hat man auch an Stelle der verschiedenen geraden Linien ($k = ax + b$) als innere Umhüllungslinie derselben eine Parabel zweiter Ordnung.

$$k = m\sqrt{x} + n \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (141$$

gesetzt (s. Abb. 91) und diese allein zur Berechnung der Transportkosten-Tabelle benützt [2]).

Bei Anwendung der vorbesprochenen „Transportkosten-Tabellen" pflegt man in der Art zu verfahren, dass man für jede vorher bestimmte Beförderungsweite und nachdem die etwa vorhandene Bahnneigung durch entsprechende Zuschläge in Rücksicht gezogen worden, den zugehörigen Kostenbetrag aus der Tabelle abliest. Misslich hierbei, besonders wenn es sich um vorläufige Entwurfsarbeiten handelt, ist die zuerst erforderliche ziffermässige Ermittelung der Beförderungsweiten, weil dieselbe zeitraubend ist und auch leicht Veranlassung zu Irrungen geben kann. Launhardt [3]) hat deshalb empfohlen, eine sogenannte Transportkostenregel zu benützen, wobei die Beförderungsweiten im Massstabe des Längen- und Massen-Nivellements als Abszissen aufgetragen,

1) Eine Zusammenstellung verschiedener Transportkosten-Tabellen siehe in Ržiha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, 1. Bd., Wien 1876, S. 293; sodann in Launhardt, Das Massen-Nivellement.

2) Eickemeyer, Das Massen-Nivellement und dessen praktischer Gebrauch, Leipzig 1870.

3) Launhardt, Das Massen-Nivellement, 2. Aufl., Hannover 1877.

die zugehörigen Kosten aber beigedruckt werden. Indem man den auf solche Weise hergestellten Massstab etwa im Massen-Nivellement anlegt oder die Beförderungsweiten von dort mittels des Zirkels auf den Massstab überträgt, erhält man die gewünschten Kostenbeträge, ohne dass auf den Zahlenwert jener Weiten Rücksicht genommen zu werden braucht. Die in der genannten Schrift angegebene Transportkostenregel enthält neben den Preisen für wagrechte Entfernungen auch die bei geneigter Beförderungsbahn erwachsenden Kosten, allerdings unter der Voraussetzung, dass jedes Beförderungsmittel nur innerhalb der durch die Theorie vorgezeichneten Entfernungen in Anwendung gebracht wird.

Ein anderes von Goering[1]) angegebenes Verfahren, die Gleichungen zur Bestimmung der Beförderungskosten praktisch zu verwerten, hält die verschiedenen Beförderungsmittel und die ihnen entsprechenden Zuschläge wegen Bahn-Neigung scharf auseinander und eignet sich ganz besonders für das von demselben Verfasser empfohlene einheitliche graphische Verfahren zur Massenermittelung, Massenverteilung und Bestimmung der Transportkosten der Erdarbeiten, wobei Zahlentabellen gänzlich vermieden werden sollen. Dasselbe besteht einfach darin, dass die Gleichungen der Geraden zur Berechnung der Kosten wagrechter Beförderung nach Abb. 91, und ebenso die der Gleichung 128 entsprechenden Zuschläge wegen Bahn-Neigung für jedes Transportmittel gesondert dargestellt und daraus die gewünschten Grössen mittels des Zirkels abgegriffen werden [2]).

IV. Bestimmung der sichtbaren Flächen des Erdbauwerks, die zu ebnen und zu bedecken sind.

Nach der Schnur geebnet wird gewöhnlich die ganze Oberfläche des Erdbauwerks und was mit ihm zusammenhängt, also namentlich die Böschungen an Dämmen, Einschnitten, Ablagerungen und Füllgruben, die Sohle des Fahrbahnkörpers und der Gräben, Bermen, Fusswege usw. Die Bestimmung der Ausmasse all dieser Flächen und ihre Inhaltsberechnung ist mit Hilfe der Querschnittszeichnungen, des Längenschnitts und des Lageplans leicht durchzuführen, wobei die Tatsache, dass einzelne Abmessungen der ganzen Strassenlänge nach, oder doch auf längere Strecken hin durchlaufen, wesentlich zur Vereinfachung beiträgt. Von diesen Flächen wird dann ein Teil mit guter Erde bedeckt und

Ebnen, Begrünen, Berasen etc.

Zwischen den Quer-schnitten	Länge der Böschungslinien		Entfernung der Quer-schnitte	Fläche
	einzeln m	Mittel m	m	qm
.	.	.	.	.

begrünt, oder mit einer Rasendecke oder Sandschichte versehen, zuweilen auch gepflastert oder in anderer Weise befestigt. Wie diese im ganzen sehr einfache Berechnung durchgeführt wird, braucht nicht weiter auseinandergesetzt zu werden. Als ein Beispiel eines Verzeichnisses für die hierauf bezüglichen Ausmasse kann das obenstehende betrachtet werden.

1) Goering, Massenermittelung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten, 4. Aufl., Berlin 1902.

2) Siehe auch Barkhausen, Erdarbeiten, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Hft. 4, S. 20.

Fahrbahn zu verweisen und in die Erde einzubetten, oder zum Teil in Röhren und kastenartige Umschliessungen [1]) zu verlegen. Sehr klar und entschieden hat Hobrecht [2]) in einem berühmt gewordenen Vortrage sich über diese Angelegenheit geäussert.

Nach einer eingehenden Besprechung der Subways kommt er zu folgender Darlegung seiner Ansicht:

„Fasse ich das Vorgesagte zusammen, so ist meines Erachtens nicht angängig, grundsätzlich Subways, so empfehlenswert sie unter besonderen Umständen und namentlich bei Neuanlage einzelner Strassen sein mögen, als das Mittel anzusehen, wodurch das Einlegen der Versorgungsnetze in die Strassendämme und Bürgersteige, und damit weiter das häufige Aufbrechen des Pflasters vermieden werden könnte."

An einer anderen Stelle heisst es:

„Je mehr, und namentlich in Grossstädten, es Gebrauch wird, die Strassendämme in definitiver Weise zu befestigen, je mehr zu Unterlagen der Befestigungsdecken starke Betonschichten verwendet werden, umsomehr wird es auch Regel werden, die Leitungen in die Bürgersteige zu verlegen; auch die dadurch bedingte Abkürzung der Hausanschluss-Leitungen drängt darauf hin.

Es ergibt sich hieraus die Notwendigkeit, in der Strasseneinteilung den Bürgersteigen eine möglichst grosse Breite zu geben, ja, wenn die Strassenbreite im ganzen nicht über ein gewisses Mass hinaus ausgedehnt werden kann, diese Bürgersteigbreite auf Kosten der Strassendammbreite zu ermöglichen. Sichert man sich hierdurch dort für die Ansprüche der Zukunft einen möglichst geräumigen Platz, so verleiht man auch den Strassen überhaupt ein gefälligeres Ansehen. Endlich verdient der Fussgängerverkehr in Grossstädten eine Berücksichtigung, die oft nicht genügend anerkannt wird, während umgekehrt dem Wagenverkehr Opfer gebracht werden, die er teils nicht braucht, teils nicht verdient. Auf eines freilich muss der Wagenverkehr in der Regel in grossen Städten verzichten, nämlich auf schnelles Fahren und, damit in Verbindung, auf Vorbeifahren. Ein grosser Teil der Wagen, alle Lastwagen, fahren so wie so nur im Schritt; soll nun dem leichteren Personenfuhrwerk die Möglichkeit gegeben werden, ausser der Reihe sich zu bewegen und vorbeizueilen, so beansprucht dies eine Verbreiterung des Strassendammes, deren Kosten und Schwierigkeiten ganz ausser Verhältnis zu der dadurch erreichten Annehmlichkeit stehen. Es ist gewiss sehr schön, dass in Grossstädten dem eleganteren Wagenverkehr, der ohne ein gewisses Tempo nicht zu denken ist, einzelne prunkhafter gestaltete Wege offen gehalten und bereitet werden, dass aber die grosse Menge der Verkehrsstrassen hierauf Rücksicht zu nehmen habe, ist unrichtig. Dem Notwendigen muss das Angenehme nachstehen. Bewegen sich die Fuhrwerke im gleichen Schritt, in gleichmässiger langer Reihe, so ist es — man denke nur an den Strand, an die City-Strassen in London — kaum glaublich, welch eine Fülle von Lasten, welche Wagenzahl ordnungsmässig und ununterbrochen in Bewegung erhalten wird. Nicht unerwähnt mag dabei bleiben, dass für den Fussgängerverkehr, wenn er zur Benützung des Strassendammes genötigt ist, nichts so gefährlich wird, als gerade ein breiter Strassendamm, der ein ungeordnetes Fahren in verschiedener Geschwindigkeit ermöglicht. Die Sicherung des Fussgängerverkehrs ist es, welcher neben der leichteren Unterbringung der Versorgungsnetze verhältnismässig schmälere Fahrdämme und breitere Bürgersteige dienen."

Schliesslich kommt Hobrecht zu folgenden Vorschlägen:

„Darf ich also nochmals die Massnahmen kurz aufführen, die nach meinem Ermessen, abgesehen von dem oben über die Einbettung der Versorgungsnetze in die Bürgersteige bereits Gesagten, geeignet sind der Not der Grossstädte auf diesem Gebiete zu steuern, so sind dies folgende:

1. Subways, wo deren Erbauung möglich ist und wo sie nach den gegebenen Verhältnissen eine durchgreifende Ordnung und Unterbringung der Leitungen dauernd in Aussicht stellen.
2. Herstellung eines administrativen Verbandes der Grossstädte und ihrer Vororte.
3. Erlass eines die Feststellung der Bebauungspläne und die Ausführung neuer Strassen regelnden Gesetzes nach Art des in Preussen gül-

[1]) Leonhardt, Die Anordnung von Gas-, Wasser- etc. Leitungen in den Bürgersteigen der Grossstädte, Journal f. Gasbel. u. Wasserversorgung, XXXIII. Jahrg. S. 4.

[2]) Dr. J. Hobrecht, Die modernen Aufgaben des grossstädtischen Strassenbaues mit Rücksicht auf die Unterbringung der Versorgungsnetze, Vortrag, gehalten auf der IX. Wanderversammlung des Verbandes Deutscher Arch.- u. Ing.-Vereine in Hamburg; Zentralbl. der Bauverw. 1890, S. 353, 375, 386.

tigen Gesetzes vom 2. Juli 1875, wo solches noch nicht vorhanden, und Erlass der nach diesem Gesetze zulässigen Ortsstatute, wo dies noch nicht geschehen.

4. Einteilung neuer Strassen derart, dass mehr als bisher den Bürgersteigen eine grössere Breite, nötigenfalls auf Kosten der Strassendämme, gegeben wird; auch selbst bei vorhandenen Strassen wird es sich sehr empfehlen zu prüfen, ob eine Anordnung in dem angedeuteten Sinne nicht von dem Verkehrsstandpunkte zulässig und vom Standpunkte der Versorgungsnetze aus sehr wünschenswert ist.
5. Nichterteilung weiterer Konzessionen an Privatunternehmer (Aktiengesellschaften) zur Ausführung und finanziellen Ausbeutung von Versorgungsnetzen irgendwelcher Art; wo solche Konzessionen aber bestehen, Ablösung derselben.
6. Teilung jeder Versorgungsanlage einer Stadt in bestimmte, räumlich abgetrennte Einzelsysteme.
7. Stellung der verschiedenen Versorgungswerke der Grossstadt unter eine und dieselbe technische Leitung."

Nach solchen Grundsätzen hat man sich, wie oben erwähnt, schon seit längerer Zeit in den grösseren Städten Deutschlands einzurichten gesucht und allmählich haben sich auch Regeln dafür herauszubilden begonnen, indem man die Leitungsstränge mit möglichster Ausnützung des Raumes unter den Fusswegen und mit Rücksicht auf ihre Art und Beschaffenheit zweckmässig gegeneinander gelagert verlegte, indem man alles in Betracht zog, was Änderungen an den Leitungen veranlassen könnte, also bei Neuanlagen die Ausdehnung, wenn möglich, von vornherein in genügendem Masse auch für die Zukunft bestimmte, die Fusswege bei neuen Strassen entsprechend breit, die Fahrbahn aber tunlich schmal hielt und in bestehenden Strassen die etwa zu reichlich bemessenen Fahrbahnen verschmälerte und den gewonnenen Raum den Fusswegen zulegte, und dergleichen mehr.

In Breslau z. B. sind Bestrebungen dieser Art nach Mitteilung des damaligen Stadtbauinspektors v. Scholz schon seit dem Jahre 1886 zu verzeichnen.

„In den breiteren Strassen wurden alle Leitungen beiderseitig folgendermassen angeordnet: Der 2 m breite Streifen nächst den beiden Strassenfluchten dient zur Aufnahme von Kabeln für hochgespannte elektrische Ströme (Licht- und Arbeitsübertragung); der anschliessende 0,80 m breite Streifen für Gasleitung, der folgende 1,20 m breite Streifen für Wasserleitung, die folgenden 1,50 m für Entwässerungsanlagen. Die Kabel für schwache elektrische Ströme (Telegraph und Telephon) kommen zwischen Wasserleitung und Kanal, oder jenseits des Kanals zu liegen. Somit ergibt sich, dass alle Leitungen unter den Fusswegen untergebracht werden, sofern diese eine Breite von je 6 m haben. Dabei bleibt zu beachten, dass alle Gas- und Wasserleitungen von grösseren Abmessungen, von etwa 35 cm Weite an, sowie alle Entlastungskanäle stets in grösserer Entfernung von den Häuserfluchten, also mehr nach der Strassenmitte zu, verlegt werden müssen und dass Strassen von weniger als 15 m Breite nur einen Entwässerungskanal in der Strassenmitte erhalten" [1]).

Von anderen Städten sei nur noch Frankfurt a/M. erwähnt, wo auch seit längerer Zeit Bestrebungen solcher Art zu finden sind [2]); jetzt bestehen Normalpläne für dreiteilige Strassen verschiedener Breite ohne und mit Vorgärten. Der Entwässerungskanal ist durchaus in der Strassenmitte gedacht, die übrigen in Betracht kommenden Stränge aber, nämlich Lichtkabel, Gasröhren, Leitungsröhren für Quell- und Flusswasser, Feuertelegraphenleitung, Kabel für die Reichspost werden meist beiderseitig angeordnet und möglichst in die Fusswege verlegt.

Hiernach kann angenommen werden, dass in Strassen mit Vorgärten Lichtkabel und Gasröhren stets unter die Fusswege zu liegen kommen. Bei

---

1) Über grossstädtische Strassenarbeiten, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1891, S. 30.

2) Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezial-Kommission für die Frage der Pflasterung und Strassenreinigung. München 1889.

Fusswegbreiten von 3,25 m an kommt auch die Quellwasserleitung in den Fussweg, von 4,5 m ab auch die Flusswasserleitung und bei einer Breite von 6,50 m kann der Fussweg alle Stränge, die Entwässerungskanäle ausgenommen, aufnehmen.

Fehlen die Vorgärten, so sollen wieder Lichtkabel und Gasröhren in die Fusswege kommen; eine Ausnahme machen nur die 16 m breiten Strassen mit 3 m breiten Fusswegen. 4,5 m breite Fusswege können auch die Quellwasserleitung aufnehmen, von 5,0 m ab auch noch die Flusswasserleitung und die Kabel für den Feuertelegraph und von 5,75 m alle fraglichen Leitungen [1]).

Der Vorschlag, an beiden Seiten der mit lärmdämpfendem Pflaster versehenen Fahrbahn anders befestigte Streifen zu belassen, um dort die leichtere Einbettung einzelner Versorgungsstränge zu ermöglichen, hat kaum irgendwo Beachtung gefunden. Es spricht gegen eine solche Anordnung zum mindesten der Missstand, dass der Strassenlärm beim Übergang der Fahrzeuge von dem mittleren Teile auf die Seitenstreifen infolge des Kontrastes ganz besonders hervortritt und lästig werden muss.

Dreiteiliger Querschnitt.

Gewöhnlicher Strassenverkehr.

Auch für die städtischen Strassen kommt die Dreiteilung bei symmetrischer Anordnung besonders häufig zur Ausführung. Sie zeigt dann eine Fahrbahn mit einem Fussweg (Bürgersteig, Trottoir) auf jeder Seite derselben. Ist b die Gesamtbreite der Strasse, zwischen den Häuserfluchten gemessen, b_1 die Breite der Fahrbahn und b_2 die eines Fussweges, so gilt

$$b = b_1 + 2\,b_2.$$

Diese verschiedenen Breitenmasse sind je nach besonderen Umständen zu wählen; die massgebenden Gesichtspunkte sollen im folgenden dargelegt werden.

Die Fahrbahn wird, wenn möglich, mindestens so breit angelegt, dass sich zwei der breitesten vorkommenden Wagen begegnen und ohne Schwierigkeit ausweichen können. Hierfür ist nach ziemlich allgemeiner Annahme das Mass von 5 m erforderlich. Man kommt hierzu, wenn man sich beispielsweise zwei Möbelwagen, jeden von der Breite 2,3 m und einen Zwischenraum von 0,4 m aneinander vorüberfahrend denkt und annimmt, dass sie in die Fusswege eben nicht hineinreichen, wobei dann

$$b_1 = 2,3 + 0,4 + 2,3 = 5,0 \text{ m}.$$

Manche Ingenieure rechnen statt dessen, ohne besondere Betonung des Zwischenraumes zwischen den Wägen, für jeden derselben einen Streifen von 2,5 m.

Solche Annahmen könnten als etwas übertrieben bezeichnet werden mit dem Hinweis, dass in den Städten die Anzahl der auftretenden schmalen Fuhrwerke (Droschken, Handwagen) die der breit geladenen Fahrzeuge (Möbel-, Brückenwagen) sehr merklich überrage. In der Tat wird in den Handbüchern auch zuweilen angenommen, es genüge, mit Einrechnung des oben erwähnten Zwischenraums, für jedes der sich begegnenden Fuhrwerke einen 2,25 m breiten Streifen in Aussicht zu nehmen, womit sich für die Fahrbahnbreite als kleinstes, in der Regel festzuhaltendes Mass

$$b_1' = 2 \,.\, 2,25 = 4,5 \text{ m}$$

berechnet. Ein Überragen der Fahrzeuge würde dann allerdings eintreten, wenn sich zufällig zwei sehr breit geladene Wagen begegnen, es würde aber unbe-

[1]) Diese Angaben stützen sich auf freundliche Mitteilungen des Herrn Reg.-Baumeister Ewerbeck in Frankfurt a/M.

denklich sein, sobald nur die Flusswege für sich nicht zu knapp bemessen worden wären, ganz abgesehen von der geringen Wahrscheinlichkeit für den Eintritt dieses Ereignisses.

Bezüglich der Fusswege ist zu erwägen, dass bei einer Breite von 1,0 m zwei Personen sich nicht bequem genug ausweichen können. Nimmt man deshalb als unterstes, immer noch knappes Mass $b_2 = 1.25$ m an, so erhält man in

$$b = 4,5 + 2 \,.\, 1,25 = 7,0 \text{ m}$$

das im äussersten Falle noch zu rechtfertigende Kleinstmass für die Breite einer städtischen Strasse mit doppelspuriger Fahrbahn.

Allerdings kommen in Altstädten unter besonderen Umständen auch einspurige Fahrbahnen vor, so dass das Begegnen von Fahrzeugen ausgeschlossen ist und die Richtung, in der eine solche Strasse befahren werden darf, gesetzlich festgelegt werden muss. Misslich bleiben solche Anlagen unter allen Umständen und sollen deshalb nur notgedrungen zugelassen werden.

Auch das oben aufgestellte Kleinstmass für eine Strasse mit doppelspuriger Fahrbahn wird, wie leicht einzusehen, nur ausnahmsweise vorkommen, weil das dort für die Fusswege angenommene Mass nur selten ausreichend sein wird und auch die bisher angenommene Fahrbahnbreite in Geschäftsstrassen mit Rücksicht auf den gewöhnlichen Wagenverkehr in der Regel vergrössert werden muss. In solchen Strassen sind nämlich Handwagen und andere Fahrzeuge vielfach veranlasst, vor den Häusern zu halten, während durchgehende Wagen in beiderlei Richtung ungehindert verkehren sollen. Man kommt infolgedessen sehr bald dazu drei- und vierspurige Fahrbahnen (letztere von $4 \,.\, 2,5 = 10$, bezw. $4 \,.\, 2,25 = 9$ m Breite) anzunehmen, überhaupt die Fahrbahn ganz dem jeweiligen Verkehr entsprechend festzusetzen. Gleiches gilt für die Fusswege, so dass z. B. in vereinzelten Fällen die beiderseitigen Fusswege verschiedene Breitenmasse aufweisen können. In der Regel allerdings werden die beiden Fusswege einer Strasse gleiche Breite erhalten und im allgemeinen wird sich dieses Mass mit der Fahrbahnbreite in gleichem Sinne ändern, so zwar, dass man für das Verhältnis von b_1 zu b_2 von bestehenden, älteren Strassen mit anerkannt guter Gliederung eine Regel abgeleitet hat. Diese Regel ist in die meisten Handbücher übergegangen und sie soll auch hier angeführt werden, weil sie bei verständiger Auffassung gewisse Anhaltspunkte bieten kann. Sie lautet dahin, dass, richtige Bemessung der Fahrbahn vorausgesetzt, die Breite eines Fussweges etwa 0,2 der ganzen Strassenbreite sein soll, so dass also $b = b_1 + 2 \,.\, 0,2\, b$ gilt, woraus $b = \frac{5}{3} b_1$ und die Fusswegbreite $b_2 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{b_1}{3}$ sich ergibt.

Für $b_1 = 10$ erhielte man $b_2 = 3,33$ m, ein Mass, das nach dem neuen Gesichtspunkte betreffs Unterbringung der Versorgungsnetze allerdings nicht mehr genügt.

Bei weiter wachsendem Verkehr wird man auch für dreiteilige Strassen wesentlich grössere Gesamtbreiten annehmen müssen, solange man daran festhält, dass die verschiedenen Fahrzeuge auch mit verschiedener Geschwindigkeit verkehren und einander vorfahren dürfen. Es soll aber gerade an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass auch sehr bedeutender Fuhrwerksverkehr auf verhältnismässig schmaler Fahrbahn bewältigt werden kann, sobald die Fahrzeuge mit gleicher Geschwindigkeit in Reihen hintereinander fahren müssen, wie dies in die Augen springendem Masse z. B. in der City of London beobachtet werden kann.

Baumpflanzungen in Strassen.

Andere Verhältnisse ergeben sich, wenn Baumalleen auf dreiteiligen Strassen angelegt werden sollen, vorausgesetzt, dass durch die Strassenrichtung eine genügende Besonnung gewährleistet ist. Damit die unteren Stockwerke der Häuser nicht allzusehr beschattet werden, darf der Abstand der Bäume von ihnen nicht weniger als etwa 6—7 m betragen. Dadurch ist eine grosse Breite der Fusswege bedingt, schon wenn die Bäume neben den Randsteinen auf der Fahrbahn stehen (Abb. 92), noch mehr aber, wenn sie auf den Fussweg selbst gesetzt werden (Abb. 93), was zur Verhütung von Beschädigungen der Bäume durch Fuhrwerke und um das ungehinderte Anfahren der letzteren an den Fusswegrand zu ermöglichen, empfohlen werden muss. Steht die so bedingte Fusswegbreite b_2 auch nicht in dem bisher üblichen Verhältnis zur Fahrbahnbreite und erscheint sie auch für den gewöhnlich herrschenden Fussgängerverkehr übermässig, so muss sie doch im Hinblick auf die Unterbringung der Versorgungsnetze und bei Anlage von Vorgärten in Wohnstrassen als erwünscht bezeichnet werden. Als ein Mindestmass für eine mit 2 Alleen auf den Fusswegen ausgestattete Strasse könnte 20 m gelten; 5 m für die Fahrbahn und je 7,5 m für die Fusswege.

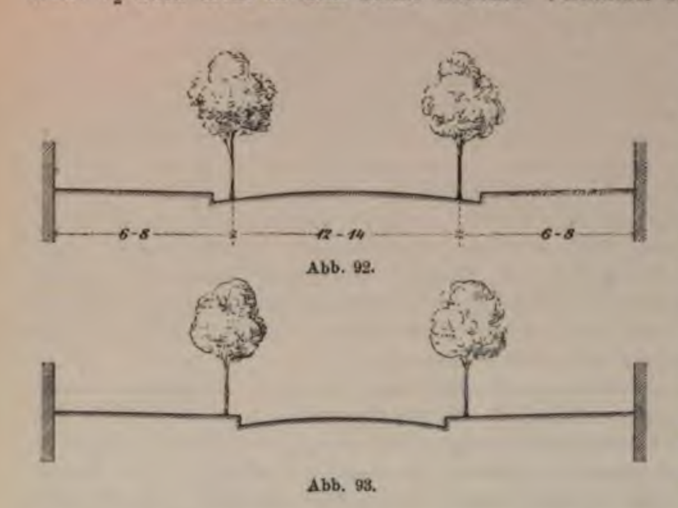


Abb. 92.

Abb. 93.

Allerdings würden hierbei Vorgärten immer noch ziemlich schmal ausfallen, da die Bäume auf einen unbefestigten Streifen von mindestens 1,25 m stehen sollen und als Fusswegbreite etwa 2,5 m angenommen werden kann, so dass für den Vorgarten $7{,}5 - (1{,}25 + 2{,}50) = 3{,}75$ m verbliebe, eine Breite, die als unzureichend bezeichnet werden muss. Genzmer gibt als Mindestmass für Vorgärten 5,0 m an.

Öfter als 20 m werden dreiteilige Strassen der in Rede stehenden Art eine Gesamtbreite von 25 bis 30 m zeigen.

Mehrteiliger Querschnitt.

Baumpflanzungen in der Strassenmitte.

Die Erfahrung, dass die Anpflanzung von Bäumen längs den Randsteinen der Fusswege doch auch manche Nachteile für die Anwohner mit sich bringt, wohl auch Erwägungen über die architektonische Wirkung der Häuserfluchten, haben Veranlassung gegeben, die Baumpflanzungen nach der Strassenmitte zu verlegen und dort einen Spazierweg anzuordnen. Damit ergibt sich aber, da nun zu beiden Seiten des neu entstandenen Mittelstreifens eine Fahrbahn angelegt werden muss, ein mehrteiliger Strassenquerschnitt.

Die Breite eines Strassenquerschnittes mit einem Promenadeweg in der Mitte wird sich je nach der Anlage der Baumreihen und je nach den besonderen sonstigen Verhältnissen sehr verschieden ergeben, mindestens aber zu 25 bis 30 m. Für die Breite des mittleren, für eine Doppelallee gedachten Streifens kann man nämlich 7—8 m annehmen, wenn die Bäume nicht gegeneinander

versetzt, sondern zu je zweien in eine Querschnittsrichtung eingeteilt werden; sonst kann man dieses Breitenmass vermindern. Würde man sodann beispielsweise die Fusswege mit Rücksicht darauf, dass durch die Anlage des Mittelweges der Personenverkehr den Häusern entlang vermindert wäre, mit je 2,5 m bemessen, und würde man jeder Fahrbahn die Breite von 6 m zuteilen, so erhielte man bei einem 8 m breiten mittleren Spazierweg eine gesamte Strassenbreite von 25 m (Abb. 94). Würde man dagegen für jede der beiden Fahrbahnen das früher entwickelte Kleinstmass von 5 m beibehalten, für jeden Fussweg mit Rücksicht auf das Unterbringen der Versorgungsnetze 6,5 m bestimmen und den Spazierweg in der Strassenachse auch nur mit 7 m ansetzen, so würden sich 30 m als Gesamtbreite ergeben.

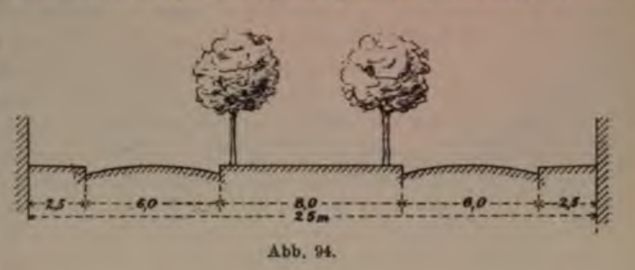


Abb. 94.

Trambahngleise in den Strassen.

Ein mehrteiliger Querschnitt kommt auch zustande, wenn die Fahrbahn einer erst zu entwerfenden Strasse Trambahngleise oder auch gesonderte Radfahrwege aufzunehmen hat. Bei bestehenden städtischen Strassen, namentlich im Innern, wird es in der Regel nicht möglich sein, abgesonderte Teile der Fahrbahn für den Trambahnverkehr frei zu halten, so dass man genötigt ist, die Gleise in solcher Art zu bilden, dass sie von allen Strassenfuhrwerken in jeder Richtung befahren werden können. Dies geschieht übrigens auch dann, wenn man, um den gewöhnlichen Wagenverkehr der Strasse möglichst wenig zu beeinträchtigen, bei der Breitenbemessung einer neu anzulegenden Stadtstrasse besondere Streifen der Fahrbahn speziell für den Bahnverkehr in Aussicht nimmt.

Das Gleis einer Trambahn beansprucht bei den üblichen Abmessungen des Wagenkastens ein Verkehrsprofil von 2 m Breite und als Achsenabstand der Gleise einer Doppelbahn ist 2,5 m zu rechnen. Bisher hat man diese Gleise mit Vorliebe in die Strassenmitte verwiesen in der Absicht, dadurch beiderseits des von ihnen eingenommenen Streifens den Verkehr der gewöhnlichen Fuhrwerke, insbesondere das Anhalten derselben am Fusswegrand vor den Häusern zu ermöglichen. Vorbedingung dazu ist jedoch eine genügende Breite der befestigten Strassenbahn. Fehlt diese, so dass die für den Wagenverkehr in Betracht kommenden Streifen zwischen den Fusswegen und der Trambahn zu schmal ausfallen, so bleibt nichts anderes übrig, als letztere von der Strassenmitte weg an einen der Fusswege heranzurücken, um auf solche Weise den ungehinderten Durchgangsverkehr, bezw. das Anfahren der Wagen an den Bürgersteig wenigstens für die eine Häuserreihe zu ermöglichen.

Der zugunsten der Mittellage der Gleisstränge geltend gemachte Gesichtspunkt fällt für eigentliche Geschäftsstrassen sicherlich stark ins Gewicht, anderseits aber darf auch nicht übersehen werden, dass der Trambahnverkehr in den Städten eine grosse und noch immer wachsende Bedeutung erlangt hat, so zwar, dass die Wechselbeziehung zwischen Strassenbahngleis und Fusswegen im allgemeinen in erster Linie steht und die den Fahrgästen der Eisenbahn beim Ein- und Aussteigen von seiten des Wagenverkehrs drohenden Gefahren nicht unterschätzt werden dürfen [1]).

[1]) Blum, Die Lage der Strassenbahngleise in breiten Strassen, Deutsche Bauz. 1898, Nr. 97, S. 624 gibt an, dass im Jahre 1897 auf den Berliner Strassenbahnen annähernd 100

Merklich vermindert werden diese Gefahren, wenn man die Gleise zu beiden Seiten einer Mittelpromenade anlegen und die sonst übliche Vorschrift zum Aus- und Einsteigen auf der rechten Gleisseite aufheben kann. Das Gleiche und ausserdem eine Trennung der Eisenbahn vom übrigen Strassenverkehr, wie sie bei grösseren Fahrgeschwindigkeiten der Motorwagen erwünscht sein würde, lässt sich auch unter Beibehaltung jener Vorschrift erzielen, wenn man nach dem Vorschlage Schimff's[1]) die Doppelbahn in die Strassenachse verlegt und statt des Promenadeweges zwei Fusswege von mindestens 1,5 bis 2,0 m Breite zu beiden Seiten derselben anordnet, die insbesondere sichere Aus- und Einsteigplätze darstellen würden. Am besten aber wird der Bedeutung der Stadtbahn und der Sicherheit und Bequemlichkeit ihrer Fahrgäste in Strassen mit einer breiten, in der Strassenachse gelegenen Fahrbahn dadurch Rechnung getragen, dass man ihre Gleise, und zwar getrennt voneinander, neben den beiden Fusswegen anordnet. Um endlich auch in diesem Falle das nicht bloss für Geschäftsstrassen erwünschte Anfahren von Fuhrwerken bis dicht an die Bürgersteige zu ermöglichen, kann man, dem Vorschlage Dietrich's[2]) entsprechend, die Gleise von den Fusswegen soweit abzurücken, dass stehendes Fuhrwerk zwischen ihnen und den Bahngleisen Platz findet, während die durchlaufenden Fahrzeuge auf den mittleren Teil der Fahrbahn verwiesen bleiben. Die in solcher Weise für haltende Wagen bestimmten Streifen könnten endlich nach dem Vorschlage Hercher's[3]) an den Haltestellen der Trambahn auf eine entsprechende Länge zu Vorsprüngen der Fusswege ausgebildet werden, die das Ein- und Aussteigen erleichtern und zur Aufstellung von Wartehallen und sonstigen auf den städtischen Strassen vorkommenden Gegenständen dienen könnten.

Gegen eine Seitenlage der Gleise könnte der Umstand sprechen, dass bei deren Ausführung nicht genügend grosse Halbmesser bei Abzweigung der Bahn nach Querstrassen hin angewendet werden könnten.

Neben der vorstehend gelegentlich angeführten Literatur sei noch auf die Äusserungen Genzmer's[4]) hingewiesen, der Veranlassung zu der öffentlichen Besprechung der Angelegenheit gegeben und sich daran besonders beteiligt hat.

Radfahrwege auf städtischen Strassen.

Die Strassen im Stadtinnern vertragen, wie schon erwähnt, in der Regel keine Verminderung ihrer Breite, also auch nicht durch Anlage besonderer Fahrradwege, so dass die Radfahrer auf die bestehende Fahrbahn verwiesen werden müssen, doch sucht man ihnen wenigstens insofern entgegenzukommen, dass man auf gewöhnlichen Pflasterstrassen besondere Streifen längs den Fusswegen oder in der Strassenmitte mit besserem Pflaster versieht.

Millionen Personenfahrten ausgeführt wurden, d. h. auf den Kopf der Bevölkerung rund 113 Fahrten, in Leipzig trafen sogar 120 Fahrten auf den Kopf. Jede der in Berlin vorhandenen 8000 Droschken müsste täglich 30 Personenfahrten leisten um rund 50 Fahrten auf den Kopf zu erreichen. Da sich nun die Droschkenfahrten auf alle Strassen verteilten, während der Strassenverkehr auf einzelne Strassen beschränkt sei, so erhelle daraus, dass in diesen Strassen der Wechselverkehr zwischen Trambahn und Fussgängern gegenüber den anderen Wechselbeziehungen derselben von überwiegender Bedeutung sei und daher neben dem Fussgängerverkehr selbst in erster Linie berücksichtigt werden sollte.

[1]) Schimpff, Die Lage der Strassenbahngleise in breiten Strassen, Deutsche Bauz. 1898, Nr. 50, S. 314.

[2]) E. Dietrich, Die Lage der Strassenbahngleise in breiten Strassen, Deutsche Bauz. 1899, Nr. 1, S. 3.

[3]) Hercher, Die Lage der Strassenbahngleise in breiten Strassen, Deutsche Bauz. 1899, Nr. 19, S. 117.

[4]) Genzmer: Die Verbreiterung des Fahrdammes der Potsdamer Strasse in Berlin, Deutsche Bauz. 1897, Nr. 53, S. 334; Nochmals die Neueinteilung der Potsdamer Strasse in Berlin, Ebenda Nr. 79, S. 495; Die Lage der Strassenbahngleise in breiten Strassen, Ebenda 1899, Nr. 50, S. 320.

Bei neu anzulegenden Strassen wird man mit Rücksicht auf die Bedeutung, die der Radfahrverkehr heute schon erlangt hat, daran denken müssen, besondere Wege für ihn zu schaffen. Hierzu eignen sich unter Umständen die Streifen zwischen den Fusswegen und der Fahrbahn, oder ein Teil des von zwei Baumreihen eingeschlossenen Raumes, in manchen Fällen auch Streifen auf breiteren Fusswegen. Genzmer empfiehlt besonders Streifen von entsprechender Breite zwischen einer Baumreihe und der nächstgelegenen Randsteinlinie. Gewisse Schwierigkeiten verursacht die im allgemeinen erwünschte Überhöhung der Radfahrwege; man wird das Überhöhungsmass so niedrig halten, als es die Rinnen-

Boulevard des Italiens, Paris.

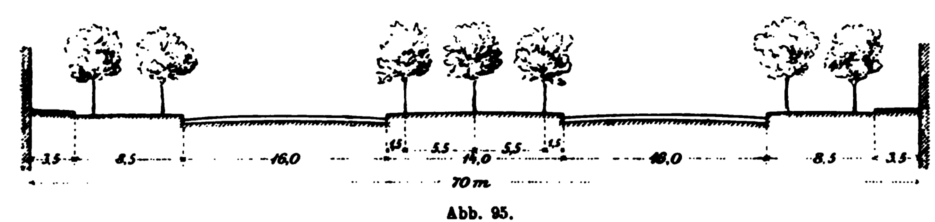


Abb. 95.

Ringstrasse, Wien.

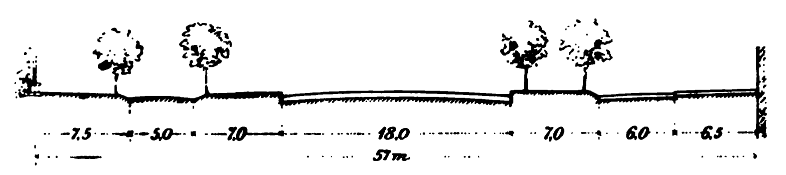


Abb. 96.

Kaiserstrasse, Mainz.

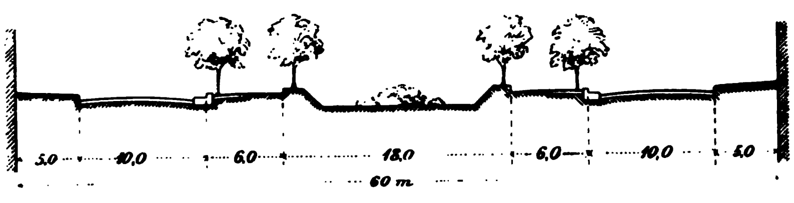


Abb. 97.

bildung am Rande der Fahrbahn nur immer gestattet und diesen Absatz an den Enden der Fahrwege, bei Strassenkreuzungen und auch dazwischen an Hauseinfahrten u. dgl. soweit vermindern, dass ein stossfreier Übergang auf die umliegende Strassenfläche ermöglicht ist [1]).

Unsymmetrisch Strassenquerschnitt

Im vorstehenden, bei drei- und mehrteiligen Strassen, war hauptsächlich von symmetrischen Querschnittsbildungen die Rede. Unsymmetrische Anordnungen infolge davon, dass Vorgärten oder Baumpflanzungen mit Rücksicht

[1]) Siehe die aus dem „Deutschen Radfahrer-Bund" entnommene Abhandlung: Anlage von Radfahrwegen, Zeitschr. f. Transportw. und Strassenbau 1897, S. 565, 581; sodann die eingehende Behandlung der Radfahrwege von Genzmer in dem, im Verein mit Fachgenossen von Prof. Dr. E. Schmitt herausgegebenen Werke „Der städtische Tiefbau", Bd. I, Die städtischen Strassen, S. 226 ff.

auf die Besonnung der Strasse nur auf der einen Seite angelegt werden können, oder dass die vorhandene Strassenbreite für eine Doppelreihe von Bäumen überhaupt nicht ausreicht, oder auch durch irgendwelche andere Umstände veranlasst, können sehr wohl begründet sein und bei geschickter Anordnung auch gute ästhetische Wirkungen erzielen. Eine Mehrteilung nach der Breite, je nach den örtlichen Verhältnissen in mannigfacher Weise symmetrisch oder unsymmetrisch zur Längsachse ausgebildet, zeigen die eigentlichen Prachtstrassen der Weltstädte, wie sie unter den Namen Ringstrassen, Boulevards, Avenuen u. dgl. m. bekannt sind. Die Abb. 95 bis 97 zeigen einige Beispiele. Eine grosse Anzahl solcher finden sich in den wiederholt angeführten Werken von Baumeister, Stübben, Laissle, Genzmer u. a. Der Vollständigkeit halber mag nur noch daran erinnert werden, dass sich in manchen Fällen mehrteilige Querschnitte besonderer Art lediglich durch das Bedürfnis ergeben, wenn sich die Strassen an einem Flusse oder Kanal hinziehen, so dass nur einseitige Bebauung möglich ist und der beiderseitige Verkehr von dem eigentlichen Strassenverkehr getrennt gehalten werden soll [1]).

Die für eine Strasse festgestellte Breite wird in der Regel unverändert auf deren ganzen Länge ausgeführt; bei grösserer Längserstreckung empfiehlt es sich jedoch, einen Wechsel sowohl in dem Breitenmass, vielleicht auch in der Teilung eintreten zu lassen.

Die Bauordnungen der Städte enthalten gewöhnlich auch Bestimmungen über die zu wählenden Breitenmasse der Strassen, die hiernach in verschiedene Klassen eingeteilt werden; öfters werden Mindestmasse normiert.

b) Form der Strassenoberfläche. Entwässerung.

Form der Strassenoberfläche.

Für die Form des Querschnittes städtischer Strassen gilt im ganzen das über die Landstrassen Gesagte, nur dass bei ihnen in der Regel erhöhte Fusswege zur Ausführung kommen. Die sonst mit dieser Anordnung verbundenen Missstände treten in der Stadt nicht hervor, weil die Rinnen sorgfältiger und aus besseren Materialien hergestellt werden und die Entwässerung derselben nach den unter dem Strassenkörper gelegenen Abfuhrkanälen erfolgt. Die Fusswege erhalten dabei selbstverständlich ihre Querneigung von den Häusern weg nach den Rinnen hin. Letztere werden, wie später unter der „Konstruktion der Gräben und Rinnen" angegeben ist, wenn überhaupt, nur mit einem kleinen Fassungsraum angelegt; damit aber bei stärkeren Regengüssen das Wasser nicht zu weit auf die Fahrbahn übertritt, vergrössert man zuweilen das Quergefälle dicht neben der Rinne innerhalb eines Streifens von etwa 0,5 m Breite.

Bei mehrteiligen Strassen muss die Abwässerung der einzelnen Teile mancherlei Abänderung erfahren, die aber durch die jeweiligen örtlichen Verhältnisse bedingt ist und nicht im allgemeinen geregelt werden kann.

Nicht überhöhte Fusswege kommen jetzt nur noch in kleineren Ortschaften zur Ausführung, wo man an Kosten sparen und die ganze Strassenbreite dem Fuhrwerksverkehr zugänglich gemacht haben möchte, und als eine ganz besondere Querschnittsordnung mit erhöhten oder nicht erhöhten Fusswegen kann jene bezeichnet werden, bei der zwei, gegeneinander gekehrte Gerade nach der Achse zu geneigt sind, so dass sich in dieser das abfliessende Wasser sammelt; eine Anordnung, die begreiflicherweise nicht zweckmässig genannt werden kann.

Nach Baumeister [2]) halten sich alle bekannten Vorschriften über das Quergefälle städtischer Strassen innerhalb folgender Grenzen:

---

[1]) Zahlreiche Beispiele siehe in Stübben, Der Städtebau, S. 106 ff.

[2]) Baumeister, Städtisches Strassenwesen und Städtereinigung, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 3, Berlin 1890, S. 89.

Fahrwege mit Chaussierung 0,03 bis 0,06,
" " Steinpflaster 0,02 " 0,04,
" " Klinker- oder Holzpflaster 0,015 " 0,03,
" " Asphaltdecke 0,005 " 0,02,
bei stärkerem Längengefälle würde das Quergefälle um 0,01 bis 0,02 kleiner genommen als in wagrechten Strecken.

Fusswege mit Steinpflaster 0,03 bis 0,04,
" " dichter Decke 0,02 " 0,03.

Strassen-Rinnen

Entwässerungsgräben eignen sich wenig für städtische Strassen, höchstens wenn sie eine ständige Wasserspülung haben können und mit steilen Wänden und einer Abdeckung versehen werden. In der Regel ordnet man, wie aus den vorausgegangenen Darlegungen hervorgegangen ist, zwischen Fahrbahn und den Fusswegen seichte Rinnen an, aus denen das Wasser nach den unterirdischen Kanälen abfliesst. Das Längengefälle dieser Rinnen wird nicht gerne unter 1 % genommen, falls diese durch Pflasterstücke gebildet werden, und nicht kleiner als 0,5 % bei asphaltierten Rinnen. Dabei ist jedoch zu bemerken, dass ein so geringes Gefäll durch Anstampfen nicht erzielt werden kann, auch dass die sonst unter der Wirkung des Fuhrwerksverkehres erst eintretende endgültige Dichtung gerade neben den Randsteinen nicht zustande kommt. Die Folge davon ist, dass Wasser öfters in den Rinnen stehen bleibt und die Asphaltdecke daselbst erfahrungsgemäss ziemlich bald zu Grunde geht.

Sobald das Längengefälle der Strasse unter jenen Werten bleibt, so erhält die Rinne ihr eigenes Gefäll und es wechselt dann das Überhöhungsmass der Fusswege ungefähr zwischen 0,05 und 0,20 m, was zur Folge hat, dass auch das Quergefälle der Fahrbahn ein wechselndes wird.

Durch die angegebenen Erhöhungsgrenzen ist der Abstand der Querabführungen von den Rinnen zu den Strassenkanälen bestimmt, ausserdem aber durch die Forderung, dass das Wasser in den Rinnen nur geradeaus und, wenn tunlich, nicht um die Ecke geleitet wird.

4. Anordnung und Grösse der Baublöcke.

Die von Strassen umschlossenen Bauflächen werden Baublöcke genannt. Ihre Tiefe und Länge wird durch verschiedene Umstände bedingt. Im Innern der Städte, wo ein starker Verkehr herrscht, das geschlossene Bausystem vorzugsweise Anwendung findet und zur Ausnützung des teueren Baugrundes bedeutende Häuserhöhen zugelassen werden, sind mit Rücksicht auf den Verkehr und zur Erzielung genügender Luft- und Lichtzufuhr kleinere Blocktiefen am Platz, während in den äusseren Bezirken, wo der Verkehr geringer ist, neben dem geschlossenen auch das offene Bausystem, d. h. die Anlage von Häusern und Häusergruppen mit offenen Zwischenräumen vorkommt, wo in vornehmeren Wohnvierteln grössere Gärten an den Häusern erwünscht sind, oder wo gewerbliche Anlagen zur Ausführung kommen sollen, müssen im allgemeinen die Blocktiefen bedeutender angenommen werden. Immer aber ist bei Festsetzung der Blocktiefen auch im Auge zu behalten, dass die Ausnützbarkeit der Grundstücke und damit ihr Wert durch die Strassenanlagen einerseits günstig beeinflusst, anderseits durch übergrosse Kosten der für die Strassen in Anspruch genommenen Flächen auch merklich herabgesetzt werden kann, so dass die richtige Bemessung der Baublöcke in jedem Falle sehr gründliche Überlegungen verlangt. Besondere Erwägungen bezüglich der Blocktiefen kommen bei Anlage von Arbeiter-Wohnvierteln in Betracht[1]).

---

[1]) Siehe z. B. Th. Goecke, Verkehrsstrasse und Wohnstrasse, Preussische Jahrbücher 893, 73. Bd., S. 85.

Gesetzliche Bestimmungen über Baublöcke sind in den Bauordnungen der Städte enthalten, durch die überhaupt die verschiedenseitigen Interessen abgegrenzt, Rechte und Pflichten einerseits der Gemeinde, anderseits der Privaten festgelegt werden. Nur durch richtige Vorschriften solcher Art können gesunde Wohnungen für entsprechenden Preis beschafft werden, wobei es allerdings ohne tiefgehende Beeinflussung der Grundeigentumswerte gewöhnlich nicht abgeht und der Entwurf dieser gesetzlichen Bestimmungen die grösste Umsicht und Sorgfalt erfordert.

Man kann nicht sagen, dass die Bauordnungen diesen Zwecken immer ganz entsprochen haben, wenn sie beispielsweise unbedingt gleiche Grundsätze für die älteren bebauten und die neuen erst zu bebauenden Stadtgebiete festhielten. Erst die sogenannten Zonenbauordnungen oder Staffelbauordnungen ermöglichen eine zweckentsprechende Bebauung und die Verhütung übermässiger Bevölkerungsdichtigkeit, indem sie für die verschiedenen Stadtteile auch verschiedene Bestimmungen über geschlossene oder offene Bauweise, die Anzahl der Stockwerke für die Gebäude, die Grösse der in jedem Grundstück unüberbaut zu lassenden Flächen u. dgl. m. treffen [1]).

Zur Ausführung kleiner Wohngebäude mögen Grundstücke von 20 bis 30 m, also im allgemeinen Blocktiefen von 40 bis 60 m entsprechend sein, wobei jedoch die obere Grenze schon das Entstehen grösserer, in gesundheitlicher Beziehung nicht erwünschter Hinterhäuser ermöglicht; für grössere Miet- und Geschäftshäuser mit zugehörigen Hinterhäusern, Gärten oder Höfen werden im allgemeinen Tiefen bis zu 100 m vorkommen, noch mehr, ja bis zu einem Vielfachen davon, wird für gewerbliche und landwirtschaftliche Anlagen erforderlich, wobei dann Unterabteilungen durch sogenannte Privatstrassen erzielt werden können; überhaupt wird es sich empfehlen, bei Feststellung der Blöcke in den äusseren Stadtteilen sogleich an eine später erwünschte Unterabteilung zu denken.

Die Länge der Baublöcke wird bei rechteckiger Form derselben zuweilen gleich der Tiefe, öfters aber entschieden grösser wie diese genommen.

5. Platzanlagen.

Eine grosse Bedeutung nehmen im Strassennetze einer Stadt die öffentlichen Plätze ein. Ihre Anlage kann durch Verkehrsverhältnisse, in einzelnen Fällen auch im Hinblick auf Feuersgefahr veranlasst sein und sie werden alsdann zuweilen Verkehrsplätze genannt. In anderen Fällen sind freie Plätze durch öffentliche Gebäude der Gemeinde, des Staates, unter Umständen selbst durch Bauunternehmungen von Privaten und Gesellschaften bedingt, wobei sie als sogenannte Zier- oder Schauplätze zur ästhetischen Ausgestaltung der Städtebilder dienen. Endlich werden auch sogenannte Erholungsplätze im Interesse der öffentlichen Gesundheit angeordnet, die dem Städtebewohner Ruhestellen und Gelegenheit zu kleinen Spaziergängen gewähren sollen.

Verkehrsplätze ergeben sich naturgemäss dort, wo mehrere Strassen zusammenmünden, und zwar schon durch Abschrägung oder Abrundung der Häuserkanten und entsprechender Formbildung der Fussweglinien. Die Strassen können bei solchen Verkehrsplätzen durchlaufen oder sich einseitig entwickeln, wie beispielsweise von einem Bahnhofe aus [2]), die Form und namentlich die

---

[1]) Siehe z. B. Loesti, Staffelbauordnung für die K. Haupt- und Residenzstadt München vom 20. April 1904, Süddeutsche Bauzeitung 1904, Nr. 24, S. 189.

[2]) Eine eingehende Besprechung der für Strassenkreuzungen und Strassenabzweigungen gültigen Gesichtspunkte siehe unter anderen in Genzmer, Die städtischen Strassen, Stuttgart 1897, S. 113 bis 125.

Grösse solcher Plätze wird in erster Linie nur dem Bedürfnisse entsprechend gewählt. Für den Fussgängerverkehr auf ihnen ist es erwünscht, eine Anordnung zu treffen, dass die Fuhrwerke sich nicht auf der ganzen Fläche der Plätze beliebig ausbreiten können, sondern durch Überhöhung einzelner Teile der Fahrbahn über Planie auf bestimmte Fahrrichtungen hingewiesen werden. Zum mindesten empfiehlt es sich, sogenannte Schutzinseln in der Richtung der Fusswege und seitlich der Fahrlinien herzustellen, auf denen die Fussgänger Schutz vor den Fuhrwerken finden können. Umgekehrt sind die Inseln den Fuhrleuten durch Aufstellung von Laternenständern u. dgl. kenntlich zn machen.

Manchmal lassen sich Verkehrsplätze an besonders verkehrsreichen Stellen von Strassen auch nur durch Vergrösserung der Strassenbreite erzielen. Besonders häufig aber kommen streckenweise Verbreiterungen von Strassen zur Gewinnung der übrigen oben bezeichneten Platzarten zur Anwendung, wie auch derartige Plätze öfters dort angelegt werden, wo ohnehin ein Wechsel in der Querschnittsbildung in Aussicht genommen ist. Zur Verbreiterung überhaupt kann ein Baublock im ganzen oder zum Teil auf der einen Seite der Strasse, oder es können zwei Blöcke beiderseits zum Teil herangezogen werden; im übrigen empfehlen sich unregelmässig geformte Baublöcke, die sich weniger zur Bebauung eignen, für Platzanlagen.

Bei Erholungsplätzen ist vor allem auf eine ruhige Lage seitab vom Verkehr zu sehen, wie auch auf einen geschlossenen Grundriss derselben. Sie sollen von Strassen undurchbrochen erscheinen; man führt deshalb die letzteren in wenig auffallender Weise nur so ein, dass man, wo möglich, nicht gleichzeitig in der Richtung mehrerer Strassen sehen kann, also schräg zum Platz, in dessen Ecken oder mit passender Krümmung [1]). Eine gute Wirkung lässt sich in dieser Hinsicht zuweilen mit einer torbogenartigen Überbauung der Einmündungsstelle erzielen.

Von wesentlichem Einflusse auf die malerische Wirkung eines Platzes ist die Grösse [2]) desselben und die Art, wie die Bau- und Bildwerke zur Aufstellung kommen. Letzteres muss mit künstlerischem Sinn so erfolgen, dass der Beschauer immer sofort den richtigen Standpunkt und die richtige Entfernung von dem Bauwerke einzunehmen veranlasst ist. Dass man Zier- und namentlich Erholungsplätze auch mit passender Bepflanzung versieht (squares), ist nach allem bisher Gesagten selbstverständlich. Parkähnliche Anlagen hervorragender Art sind in manchen Städten auf der Grundfläche der alten Befestigungswerke geschaffen worden. Sehr empfehlenswert ist es auch, im Stadtbezirk vorhandene Waldparzellen zu Erholungsplätzen zu gestalten. Näheres über derartige Fragen und über Stadtbaupläne überhaupt siehe ausser in den schon angeführten Werken namentlich in Sitte, Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen, 1. Auflage, Wien 1889; Stübben, Der Städtebau, IV. Teil, 9. Halbband des Handbuches der Architektur, Darmstadt 1890; Baumeister, Moderne Stadterweiterungen, Vortrag, Deutsche Zeit- und Streitfragen, Heft 7, Hamburg 1887; K. Henrici, Preisgekrönter Konkurrenzentwurf zu der Stadterweiterung Münchens, München, 1893; Baumeister, Stadtbaupläne in alter und neuer Zeit, Zeitfragen des christlichen Volkslebens, Nr. 206, Stuttgart 1902; Hercher, Grossstadterweiterungen, ein Beitrag zum heutigen Städtebau, Göttingen 1904.

Neuerdings ist der Plan aufgenommen worden, dem bedenklichen Anwachsen der Grossstädte und den damit zusammenhängenden Missständen durch

---

[1]) Henrici, C., Von welchen Gedanken sollen wir uns beim Ausbau unserer deutschen Städte leiten lassen? Vortrag, Trier 1894.

[2]) Maertens, Der optische Massstab, 2. Aufl., Berlin 1884.

Gründung sogenannter Gartenstädte auf dem flachen Lande, in freier Natur, entgegenzuwirken, d. h. durch Verlegung industrieller Unternehmungen von den Städten weg auf das Land, in nächste Berührung mit der Landwirtschaft, sodann durch Schaffung gesunder und billiger Wohnungen nicht fern von den Fabriken und durch gleichzeitige Herstellung aller für eine Stadt erforderlichen Gebäude und Einrichtungen, wie Rathaus, Kirchen, Schulhäuser, Sammlungen, Bibliotheken, Krankenhäuser, Bäder u. dgl. m.

Bestrebungen solcher Art sind in verschiedenen Ländern, namentlich aber in England unter Führung Howard's hervorgetreten, wo die „Garden-City-Association“ daran ist, eine Fabrikstadt solcher Art auszuführen, die auch die erforderliche, landwirtschaftlich zu bearbeitende Bodenfläche enthalten soll, um alle benötigten Feldfrüchte selbst zu gewinnen [1]. Auch in Deutschland besteht eine „Deutsche Gartenstadt-Gesellschaft [2].

---

[1] E. Howard, Garten Cities of to-morrow. Die englischen Ideal-Garten-Städte, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 33.

[2] Süddeutsche Bauz. 1905, N. 27, S. 218. Siehe von Veröffentlichungen der Gesellschaft „Deutsche Gartenstadt-Gesellschaft“: Die Flugschrift „Die Abkehr von der Grossstadt“, sodann die Druckschrift „Vermählung von Stadt und Land“, ein Auszug aus dem Buche Howard's.

IV. Bau der Strassen.

A. Unterbau der Strassen (Dämme und Einschnitte).

a) Konstruktion der Böschungen.

Mit dem Namen Unterbau bezeichnet man das den eigentlichen Strassenkörper tragende Erdbauwerk. Dasselbe erscheint entweder als Damm, wenn die Auflagerungsfläche für den Strassenkörper durch künstlich aufgetragene Erdmassen gewonnen wird, oder als Einschnitt, wenn diese Fläche eine natürlich gelagerte Bodenschichte begrenzt, die durch Abtragung von Erdkörpern blossgelegt wurde. Form und Abmessungen dieser Erdbauwerke hängen, abgesehen von den durch sie zu erfüllenden Zwecken, insbesondere von den physikalischen Eigenschaften der Bodenarten ab und von den Gesetzen, die den Gleichgewichtszustand jener bedingen. Von ersteren ist in der Bodenkunde gehandelt worden, über den Gleichgewichtszustand der Erdmassen sollen nachstehende Betrachtungen angestellt werden.

1. Gleichgewicht der Erdmassen.

Obgleich die hier in Frage kommenden Erdarten gewöhnlich nichts weniger als ihrer Masse nach gleichartig (homogen) genannt werden können, so sieht man sich doch veranlasst, sie bei allen wissenschaftlichen Untersuchungen als in diesem Sinne gleichartig und zugleich als unelastisch vorauszusetzen. Die Folge davon ist, dass die Ergebnisse solcher wissenschaftlichen Behandlung nicht ohne weiters zur Ausführung gelangen können, sondern vielmehr vor ihrer Verwertung erst mit Hilfe bestimmter Sicherheitszahlen den tatsächlichen Verhältnissen angepasst werden müssen. Im übrigen soll bei den zunächst beabsichtigten Entwickelungen, wie dies zurzeit noch üblich ist, von der Vorstellung eines endlich begrenzten Bruchprismas ausgegangen werden [1]).

---

[1]) Diese ältere Theorie stammt in ihren Anfängen aus dem Ende des 17. Jahrhunderts. (Siehe z. B. Winkler, Neue Theorie des Erddrucks, nebst einer Geschichte der Theorie des Erddrucks und der hierüber angestellten Versuche, Wien 1872). Durch Coulomb erhielt sie 1773 eine wesentliche Ausbildung, als dieser den Begriff des Prismas vom grössten Druck oder Schub einführte, wonach von allen, in gewisser Art denkbaren Prismen jenes wirksam wird, das in der Richtung seiner Bruchfläche einen besonders grossen Druck ausübt. Ausser Coulomb haben sich viele andere Gelehrte und Ingenieure von Ruf an der weiteren Ausbildung dieser theoretischen Behandlung des Erddruckes beteiligt; von älteren Namen seien hier unter anderen nur Prony, Français, Navier, Audoy, Poncelet, sodann Hagen, Scheffler, Culmann, Rebhann, Winkler genannt. Neuere Arbeiten werden gelegentlich Erwähnung finden; hier sei nur Dr. F. Kötter, Die Entwickelung der Lehre vom Erddruck, Jahresbericht d. deutsch. Mathematiker-Vereinig., 2. Bd. 1891—92, Berlin 1893, S. 75 genannt.

Unbelastete Erdmassen.

In Abb. 98 sei der Querschnitt einer künstlich aufgeschütteten oder natürlich gelagerten Erdmasse dargestellt; sowohl die Böschungsebene A B, wie auch die obere Begrenzungsebene B C seien senkrecht zur Bildebene gedacht und ihre Neigungen durch die gegen das Lot gemessenen Winkel ε und α bestimmt; der Winkel α werde grösser als die Ergänzung τ des Reibungswinkels φ vorausgesetzt. Nach rückwärts erstrecke sich die Erdmasse unbeschränkt weit, senkrecht zur Bildfläche werde die Erstreckung gleich Eins gedacht.

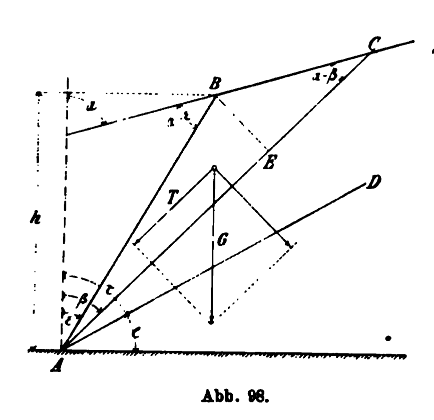


Abb. 98.

Wäre die Böschungsebene A B zu steil angenommen worden, so könnte sich die Masse nicht im Gleichgewichte halten, es würde sich erfahrungsgemäss eine vom Böschungsfuss ausgehende Bruchebene[1]) A C bilden und das über ihr befindliche dreiseitige Prisma A B C in Bewegung kommen. Hierbei wären, wie man sich vorstellt, die in der Ebene A C vorhandenen Reibungs- und Kohäsionswiderstände der Erdmasse im Gesamtbetrage

$$W = G \sin\beta . \operatorname{cotg}\tau + \gamma . AC \quad . \quad . \quad . \quad (142$$

(G das Gewicht des Bruchprismas, τ die Ergänzung des Reibungswinkels auf 90^0 und γ die Kohäsionsgrösse für die Flächeneinheit) durch die in der Richtung C A wirkende Seitenkraft

$$T = G \cos\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (143$$

des Prismengewichtes überwunden worden, so dass als Grundbedingung für den Gleichgewichtszustand die Gleichung

$$T = W \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (144$$

aufgestellt werden kann.

Zur Bestimmung des hierin vorkommenden, vorerst aber noch unbekannten Bruchwinkels β dient die weitere Überlegung, dass die Bruchebene als solche offenbar dadurch gekennzeichnet ist, dass in ihr eher als in irgend einer anderen durch A gedachten Ebene die Widerstandssumme W durch den Kraftbetrag T überwunden wird und demnach der Bruchwert $\frac{T}{W}$ für sie einen Grösstwert annehmen muss.

Der Bruchwinkel berechnet sich demnach aus der Gleichung

$$\frac{W . \frac{dT}{d\beta} - T . \frac{dW}{d\beta}}{W^2} = 0$$

oder, weil der Zähler der Null gleich zu setzen ist und $T = W$ stattfindet, aus

$$dT = dW \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (145$$

Im Falle der Abb. 98 hat das Gewicht des Bruchprismas den Wert

[1]) Tatsächlich ist die Form der Bruchfläche ziemlich unregelmässig. Unter Voraussetzung homogener Erdmassen wäre eine gesetzmässige krumme Fläche zu denken, deren Form jedoch nicht zu bestimmen ist; nur in einem besonderen Falle hat Scheffler eine Bruchebene nachgewiesen (Crelle's Journal der Baukunst, Bd. XXX, S. 198).

$$G = {}^1/_2\, g \cdot \frac{h}{\cos \varepsilon} \cdot AC \cdot \sin(\beta - \varepsilon) \quad . \quad . \quad (146$$

worin g das Gewicht der körperlichen Einheit Erde bedeutet.

Setzt man diesen in die Grundgleichung T = W ein und differenziert, so erhält man sofort

$$\cos(\beta - \varepsilon)\cos\beta - \sin(\beta - \varepsilon)\sin\beta = \operatorname{cotg}\tau \left[\sin(\beta - \varepsilon)\cos\beta + \cos(\beta - \varepsilon)\sin\beta\right]$$

oder

$$\operatorname{tg}(2\beta - \varepsilon) = \operatorname{tg}\tau,$$

woraus

$$\beta = \frac{\tau + \varepsilon}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (147$$

folgt, d. h. die Bruchebene (AC) halbiert den Winkel, den die Vorderböschung (AB) nnd die natürliche Böschung (AD) der Erde miteinander bilden[1]).

Setzt man den gefundenen Wert des Bruchwinkels, wie auch den schon oben angegebenen Wert des Gewichtes G in die Grundgleichung T = W ein, so erhält man nach einigen Nebenrechnungen die Gleichgewichtsbedingung in der Form

$$g\, h \sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2} = 2\gamma \sin\tau \cdot \cos\varepsilon \quad . \quad . \quad (148$$

Diese Gleichung gibt für eine mit Reibung und Kohäsion begabte Erde den Zusammenhang zwischen Schüttungshöhe (Abstichstiefe) und Böschungswinkel an. Sie kann dazu benützt werden, eine dieser Grössen zu berechnen, wenn die andere gegeben ist.

Wäre h gegeben und löste man die Gleichung nach ε auf, so erhielte man nach verschiedenen Umformungen

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \operatorname{tg}\tau + 2\operatorname{tg}^2\tau \left[\omega - \sqrt{\omega(\omega + \operatorname{cotg}\tau)(1 + \operatorname{cotg}^2\tau)}\right] \quad (148a$$

worin $\omega = \frac{2\gamma}{g\,h}$ bedeutet.

Wichtiger ist der Wert von h, der einem bestimmten Werte des Böschungswinkels ε zukommt, nämlich

$$h_\varepsilon = \frac{2\gamma}{g} \cdot \frac{\sin\tau \cdot \cos\varepsilon}{\sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (149$$

die sogenannte Kohäsionshöhe, die nach den in der Bodenkunde gegebenen Darlegungen auch zur Untersuchung der Erdarten auf ihre Reibung und Kohäsion, insbesondere aber zur Bestimmung der letzteren verwendet werden kann.

Die Kohäsionshöhe ist, wie man aus ihrer Gleichung ersieht, von dem Neigungswinkel α der oberen Begrenzungsebene der Erde unabhängig.

Für den Winkelwert $\varepsilon = 0$, d. h. für lotrechten Abstich, erhält man

$$h_0 = \frac{4\gamma}{g} \cdot \operatorname{cotg}\frac{\tau}{2} = \frac{2\gamma \cdot \cos\varphi}{g \cdot \sin^2(45 - \varphi/_2)} \quad . \quad . \quad (150$$

und so für jeden Wert von ε, der kleiner als τ ist, einen bestimmten endlichen Wert von h_ε. Für den Wert $\varepsilon = \tau$ wird $h_\varepsilon = \infty$, d. h. Eine nach

[1]) Zu demselben Ergebnisse gelangt man, wenn man mit Coulomb annimmt, bei eintretender Gleichgewichtsstörung löse sich jenes Prisma, das in der Richtung seiner Trennungsfläche einen besonders grossen Schub ausübt, und wenn man demgemäss nach den Regeln der Differentialrechnung jenen Wert von β sucht, der den Ausdruck S = T — W zu einem Grösstwerte bringt.

dem Reibungswinkel abgeböschte Erdmasse erhält sich auf jeder Höhe standfest.

Die Kohäsionsgrösse einer Erdart wird öfters durch den Wert der Kohäsionshöhe h angegeben, so dass die Gleichung 149 zweckmässig in der Form

$$h_\varepsilon = h_0 \cdot \frac{\sin^2 \frac{\tau}{2} \cdot \cos \varepsilon}{\sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2}} \quad . \quad . \qquad (149a$$

zur Berechnung verwendet wird. Um diese zu vereinfachen, hat schon Français [1]) eine Tabelle hergestellt, aus der für zwei Werte der Winkel τ und ε die zugehörigen Werte des Quotienten $\frac{h_\varepsilon}{h_0}$ entnommen werden können.

Die Einrichtung der nachstehend aufgenommenen Tabelle ist folgende: In der obersten wagrechten Reihe stehen die Werte von $tg\,\tau$, in der ersten lotrechten Reihe diejenigen von $tg\,\varepsilon$, in den übrigen Reihen die zugehörigen Werte des Quotienten $\frac{h_\varepsilon}{h_0}$, und zwar steht der zu 2 gegebenen Werten $tg\,\tau$ und $tg\,\varepsilon$ gehörige Quotient im Durchschnittspunkte der betreffenden wag- und lotrechten Reihe. Für $tg\,\varepsilon = 0{,}5$ und $tg\,\tau = 1$ z. B. erhielte man $\frac{h_\varepsilon}{h_0} = 5{,}11$. Die Antwort auf die Frage: Wie tief kann eine Grube gemacht werden, wenn $tg\,\varepsilon = 0{,}5$ angenommen wird und $tg\,\tau = 1{,}0$ beträgt? ist demnach $h_\varepsilon = 5{,}11\,h_0$. Wäre umgekehrt gefragt: Welches ist die steilste Böschung, die einer Grube von 4 m Tiefe gegeben werden kann, wenn $h_0 = 0{,}90$ m und $tg\,\tau = 1{,}20$ ist? so würde man den Quotienten $\frac{h_\varepsilon}{h_0} = \frac{4{,}0}{0{,}9} = 4{,}44$ bilden, sodann in der durch $tg\,\tau = 1{,}20$ bezeichneten lotrechten Reihe abwärts gehen bis zu jener Zahl (hier 4,58), welche der Zahl 4,44 zunächst liegt, und von ihr aus endlich wagrecht bis zu $tg\,\varepsilon = 0{,}55$, die mit genügender Genauigkeit festgehalten werden könnte.

Tabelle 32.

Werte des Quotienten $\frac{h_\varepsilon}{h_0}$ zur Berechnung der Kohäsionshöhen h_ε und der Böschungsanlagen $tg\,\varepsilon$

tg ε	tg τ =											
	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60
0,20	2,95	2,40	2,11	1,92	1,80	1,71	1,64	1,59	1,55	1,52	1,49	1,47
0,25	4,30	3,19	2,65	2,34	2,14	1,99	1,89	1,82	1,75	1,70	1,66	1,63
0,30	6,84	4,43	3,42	2,89	2,57	2,35	2,19	2,08	1,99	1,91	1,86	1,81
0,35	12,37	6,50	4,57	3,65	3,13	2,79	2,56	2,39	2,27	2,17	2,08	2,02
0,40	28,38	10,37	6,36	4,72	3,88	3,36	3,02	2,78	2,60	2,46	2,35	2,26
0,45	115,59	18,83	9,37	6,33	4,91	4,11	3,60	3,24	3,00	2,81	2,66	2,54
0,50	∞	43,30	14,98	8,83	6,38	5,11	4,34	3,84	3,48	3,22	3,02	2,87
0,55		176,92	27,25	13,03	8,59	6,47	5,31	4,58	4,08	3,72	3,45	3,24
0,60		∞	62,77	20,86	11,93	8,41	6,63	5,53	4,83	4,33	3,97	3,69
0,65			257,34	37,92	18,05	11,28	8,4	6,77	5,76	5,08	4,58	4,22
0,70			∞	87,57	28,26	15,77	10,90	8,42	6,96	6,00	5,33	4,84
0,75				356,96	51,54	23,26	14,63	10,69	8,52	7,16	6,25	5,60
0,80				∞	119,08	37,41	20,47	13,92	10,61	8,65	7,39	6,51
0,85					488,06	68,21	30,26	18,67	13,46	10,59	8,82	7,63
0,90					∞	157,39	48,55	26,65	17,51	13,18	10,65	9,01
0,95						645,69	86,59	38,61	23,50	16,73	13,03	10,79
1,00						∞	204,69	61,95	32,86	21,77	16,21	12,98
1,05							840,78	113,03	48,60	29,21	20,57	15,88
1,10							∞	260,64	79,01	40,81	26,73	19,74
1,15								1072,65	142,23	60,35	35,87	25,04
1,20								∞	328,14	96,93	50,09	32,53

[1]) Français, Mémorial de l'officier du Géine, Paris 1820, Nr. 4.

Belastete Erdmassen

Zuweilen kommt es vor, dass die obere Begrenzungsebene (BC in Abb. 98) noch besonders belastet erscheint, sei es, dass man den Baugrubenaushub am Rande der Grube abgelagert hat oder dass Baumaterialien, die zur Herstellung der Gründungsschichten dienen sollen, dortselbst vorübergehend aufgeschichtet werden. Um zu erkennen, inwieweit hierdurch die vorhin untersuchten Gleichgewichts-Verhältnisse der Erdmasse beeinflusst werden, kann man die Annahme machen, es sei vom vorderen Rande an die ganze obere Fläche gleichmässig belastet mit π für die Flächeneinheit, so dass nun neben dem Gewichte G des Bruchprismas auch noch die Last BC.1.π in der Art zur Wirksamkeit gelangt, dass sie, ebenso wie G, mit ihrer der Bruchebene AC gleichlaufenden Seitenkraft auf Absturz hinwirkt, während sie gleichzeitig auch einen Reibungswiderstand nach Massgabe des von ihr senkrecht zu AC ausgeübten Druckes erzeugt.

Die Folge davon ist, dass die belastete Erde mit dem Einheitsgewichte $\mathfrak{g}$ sich genau so verhält wie eine unbelastete Erdmasse vom Einheitsgewichte

$$\mathfrak{g}' = \mathfrak{g}\left(1 + \frac{2\pi}{\mathfrak{g}\,h} \cdot \frac{\cos\varepsilon}{\sin(\alpha - \varepsilon)}\right) \quad . \quad . \quad (151$$

dass demnach die früher entwickelten Formeln für den jetzigen Fall gültig bleiben, sobald nur $\mathfrak{g}'$ an Stelle des $\mathfrak{g}$ gesetzt wird.

Es behält sohin der Bruchwinkel auch jetzt noch den früher gefundenen Wert

$$\beta = \frac{\tau + \varepsilon}{2}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (147$$

dagegen fällt die Höhe, auf der sich die Erde unter einem angenommenen Winkel ε standfest erhält, kleiner wie früher aus, denn es gilt nun

$$h'_\varepsilon = \frac{2\gamma}{\mathfrak{g}'} \cdot \frac{\sin\tau \cdot \cos\varepsilon}{\sin^2\frac{\tau - \varepsilon}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad (149a$$

oder, mit Berücksichtigung des Wertes von $\mathfrak{g}'$, auch

$$h'_\varepsilon = h_\varepsilon - \frac{2\pi}{\mathfrak{g}} \cdot \frac{\cos\varepsilon}{\sin(\alpha - \varepsilon)}. \quad . \quad . \quad . \quad (149b$$

Eine wissenschaftliche Untersuchung über abgetreppte Böschungen hat wenig Bedeutung für die Ausführung. Einige Bemerkungen dazu finden sich später bei Besprechung der ausführbaren Böschungsverhältnisse.

2. Seitendruck der Erde gegen stützende Wände.

Bei Untersuchung des von Erdmassen ausgeübten Druckes fasst man entweder ebenfalls ein Bruchprisma von endlichen Abmessungen ins Auge, wie dies bei den Betrachtungen über das Gleichgewicht der Erdmassen geschehen ist, oder man schliesst auf die Gesamtwirkung aus dem Zustande von Erdelementen.

Bezüglich der zweiten Untersuchungsweise mag hier nur angeführt werden, dass dieselbe ursprünglich von Rankine, Scheffler, Winkler, Considère, Levy, später von Mohr, Weyrauch, Häseler und anderen ausgebildet wurde.

Die ältere Untersuchungsweise eignet sich für jene Fälle, wo der Querschnitt einer stützenden Wand und derjenige der gestützten Erdmasse zusammenfallen, und sie versagt eigentlich nur in wenigen Fällen der Anwendung, z. B. bei Bestimmung des Erddrucks gegen schiefe Flügelmauern an Brückenwiderlagern u. dgl. m. Kann in solchen Fällen nur die zweite Untersuchungsweise eine Lösung gewähren, so ist doch anderseits nicht zu übersehen, dass die

sonstige Verwendbarkeit der letzteren einigermassen beschränkt ist, indem sich namentlich Schwierigkeiten in dem Falle ergeben, dass die gestützte Erdmasse oben nicht nach einer einzigen Ebene begrenzt ist und weil sie bei gewissen Neigungen der stützenden Wand überhaupt versagt. Für die im Strassenbau vorkommenden Fälle wird die von Coulomb begründete Untersuchungsweise am meisten beliebt; sie soll deshalb auch bei den nachstehenden Entwickelungen beibehalten werden.

Wie früher gezeigt worden, erhält sich eine mit Reibung und Kohäsion begabte Erdmasse bei gegebener Höhe nur unter einem bestimmten Winkel standfest. Wird man aus irgendwelchen Gründen veranlasst sie steiler abzuböschen, so ist eine künstliche Stützung derselben mittels einer vor ihr aufgeführten Wand nicht zu umgehen. Um die erforderliche Stärke solcher Wände richtig bemessen zu können, muss man vor allem die Grösse, Richtung und Verteilung des auf sie ausgeübten Druckes kennen. Bezüglich der Stützwände werde angenommen, dass sie vollkommen sicher gegründet sind und eine ebene Rückfläche besitzen.

Die kohäsionslose Erde ist oben durch eine von der Mauerkrone ausgehende Ebene begrenzt.

Bei Untersuchung des Gleichgewichtszustandes der früher in Abb. 98 dargestellten Erdmasse kamen 3 Kräfte in Betracht: Das den Absturz veranlassende Gewicht des Bruchprismas und die in der Bruchebene hervortretenden Widerstände Reibung und Kohäsion. Im vorliegenden Falle, wo zur Erhaltung des Gleichgewichtszustandes eine stützende Wand zu Hilfe genommen werden muss, tritt zu den genannten Kräften noch eine vierte hinzu, nämlich die Kraft P, die an Stelle der Wand gesetzt gedacht werden kann und gleich ist der Mittelkraft aus den gegen die Wand gerichteten Einzelpressungen der Erdteilchen.

Um die Bestimmung dieser neuen Kraft, deren Wirkung darin liegt, dass sie sich mit einer Seitenkraft der Bewegung des Bruchprismas unmittelbar entgegenstellt, zugleich aber den Reibungsbetrag in der Bruchebene vergrössert, handelt es sich jetzt. Hierbei soll von der Kohäsion der Erde abgesehen werden, weil dieselbe in der Anwendung, aus später zu erörternden Gründen tatsächlich unberücksichtigt bleibt, und nicht die Absicht bestehen kann, an dieser Stelle eine allgemeine, sondern nur eine den vorliegenden Bedürfnissen angepasste Behandlung der Aufgaben zu liefern.

Durch die Bedingungsgleichungen des Gleichgewichts von Kräften in der Ebene, denen die jetzt in Betracht kommenden Kräfte ebenfalls genügen müssen, ist nicht nur die Grösse, sondern auch die Richtung des Erddruckes P bestimmt, trotzdem wird gewöhnlich der Einfachheit halber von vornherein eine Annahme über die Richtung des Erddruckes gemacht, in der Regel die, dass derselbe mit der Senkrechten zur Mauerrückwand den der Reibung zwischen Erde und Mauerwerk entsprechenden Reibungswinkel einschliesst[1]). In den kommenden Entwickelungen soll der fragliche Winkel einstweilen mit φ' und seine Ergänzung zu 90^0 mit τ' bezeichnet werden.

Grösse des Erddrucks.

Man kann nun wie bei der Untersuchung des Gleichgewichtszustandes von Erdmassen verfahren und das Gleichgewicht der Kräfte in bezug auf Bewegung des Bruchprismas in der Richtung der Bruchebene mathematisch ausdrücken, oder man kann berücksichtigen, dass der zwischen der Rückwand der Mauer

---

[1]) Siehe: Weyrauch, Zur Theorie des Erddrucks, Zeitschr. für Baukunde, 1878, Heft 2, S. 193. Engesser, Neue Versuche über die Richtung und Grösse des Erddrucks gegen Stützwände, Deutsche Bauz. 1893, S. 325.

und der Bruchebene liegende Erdkeil unter der Einwirkung der Kräfte sich weder wag- noch lotrecht verschieben darf, und den Bruchwinkel dabei nach dem Coulomb'schen Satze berechnen. Einfacher noch führen die von Rebhann[1]) angegebenen Sätze zum Ziel, wonach mit Bezug auf Abb. 99 stattfindet, wenn AC die Bruchlinie, CN eine senkrechte von C auf die natürliche Böschung AD, $\sphericalangle$ NCF $= \varphi' - \varepsilon = 90 - (\tau' + \varepsilon)$ bedeutet, und wenn aus F mit FC ein Halbkreis geschlagen und sodann die Linien CG und CG' gezogen werden:

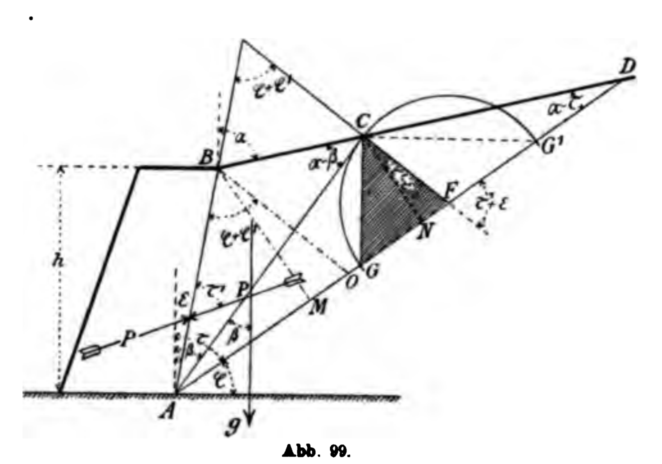


Abb. 99.

1. Das Flächenstück ABCFA wird durch die Bruchlinie AC in zwei gleiche Teile ABC und ACF zerlegt.

2. Der Druck der Erde gegen die Wand ist gleich dem Gewichte eines Erdprismas, dessen Grundfläche das Dreieck FCG (oder FCG') und dessen Höhe gleich eins ist[2]).

---

1) Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern, Wien 1871, S. 180 ff.

2) Der Beweis für die Richtigkeit der Rebhann'schen Sätze ist leicht zu führen.

Wird mit G das Gewicht des Bruchprismas bezeichnet und berücksichtigt, dass der von der Mauer geleistete, dem Erddruck P gleiche Widerstand mit einer Seitenkraft parallel zur Richtung AC dem Abgleiten des Bruchprismas sich direkt entgegensetzt, gleichzeitig aber eine Vermehrung der Reibung in der Bruchfläche bewirkt, so erhält man nach Abb. 99 als Grundbedingung des Gleichgewichts den Ausdruck

$$G \cos \beta = G \sin \beta \operatorname{cotg} \tau + P \cos (\tau' + \varepsilon - \beta) + P \sin (\tau' + \varepsilon - \beta) \operatorname{cotg} \tau$$

woraus sich $P = \frac{G \sin (\tau - \beta)}{\sin (\tau + \tau' + \varepsilon - \beta)} = \frac{G \sin \psi}{\sin (\tau' + \varepsilon + \psi)}$ berechnet.

Das Kennzeichen für die richtige Lage der Bruchebene AC ist darin zu suchen, dass sich bei einer kleinen Drehung derselben um $d\psi$ weder eine Vergrösserung, noch eine Verkleinerung des Druckes P ergibt, die zu $d\psi$ gehörige Änderung von P also der Null gleich ist.

Der mathematische Ausdruck dieser Bedingung ist

$$\frac{dP}{d\psi} = G \cdot \frac{\sin (\tau' + \varepsilon + \psi) \cos \psi - \sin \psi \cos (\tau' + \varepsilon + \psi)}{\sin^2 (\tau' + \varepsilon + \psi)} + \frac{\sin \psi}{\sin (\tau' + \varepsilon + \psi)} \cdot \frac{dG}{d\psi} = 0,$$

oder

$$G \sin (\tau' + \varepsilon) + \sin \psi \sin (\tau' + \varepsilon + \psi) \frac{dG}{d\psi} = 0,$$

oder, da $dG = -\frac{g}{2} \overline{AC} \cdot \overline{AC'} \cdot d\psi = -\frac{g}{2} \cdot \overline{AC}^2 \cdot d\psi$ stattfindet, wenn die Drehung von AC der Bewegung von Uhrenzeigern entgegengesetzt gedacht wird, auch

$$G = g \cdot \tfrac{1}{2} \overline{AC}^2 \frac{\sin \psi \sin (\tau' + \varepsilon + \psi)}{\sin (\tau' + \varepsilon)}$$

und daher

$$P = g \cdot \tfrac{1}{2} \overline{AC}^2 \cdot \frac{\sin^2 \psi}{\sin (\tau' + \varepsilon)}.$$

Da nach Abb. 99 $G = g$. Fläche ABC und nach der vorstehenden Gleichung

Da nach der Figur

$$\triangle ABC = \frac{1}{2} . AB . AC . \sin(\beta - \varepsilon)$$

und

$$\triangle ACF = \frac{1}{2} . AF . AC . \sin(\tau - \beta)$$

so gilt nach dem ersten Satz

$$AB . \sin(\beta - \varepsilon) = AF . \sin(\tau - \beta),$$

oder, weil

$$AB = AC . \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin(\alpha - \varepsilon)} \text{ und } AF = AC . \frac{\sin(\tau + \tau' + \varepsilon - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)}$$

stattfindet, auch

$$\frac{\sin(\tau + \tau' + \varepsilon - \beta)\sin(\tau - \beta)}{\sin(\beta - \varepsilon)\sin(\alpha - \beta)} = \frac{\sin(\tau' + \varepsilon)}{\sin(\alpha - \varepsilon)} \quad . \quad (152$$

woraus der Bruchwinkel β berechnet werden kann.

Da dies ziemlich umständlich ist, empfiehlt es sich auf folgende Weise vorzugehen: Nach dem ersten Satze Rebhann's ist

$$\triangle ACF = \triangle ABD - \triangle ACD$$

oder

$$AF . CN = AD . BM - AD . CN$$

oder, weil wegen Ähnlichkeit der Dreiecke BMD und CND, und ebenso der Dreiecke BOD und CFD, nachdem BO || CF gezogen wurde,

$$BM : CN = OD : FD$$

stattfindet, auch

$$AF . CN = AD . \frac{OD}{FD} . CN - AD . CN$$

oder

$$AF . FD = AD . OD - AD . FD,$$

folglich auch

$$AF(AD - AF) = AD(AD - AO) - AD(AD - AF)$$

und schliesslich

$$(AF)^2 = AD . AO \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (153$$

Setzt man jetzt hierin die folgenden, aus der Figur leicht zu entnehmenden Beziehungen

$$AF = AC . \frac{\sin(\tau + \tau' + \varepsilon - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)}, \quad AD = AB . \frac{\sin(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \tau)}$$

$$AO = AB . \frac{\sin(\tau + \tau')}{\sin(\tau' + \varepsilon)}, \quad AC = AB . \frac{\sin(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \beta)},$$

so kommt man auf den einfachen Zusammenhang

$$\frac{\sin(\tau + \tau' + \varepsilon - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} = \sqrt{\frac{\sin(\tau + \tau')\sin(\tau' + \varepsilon)}{\sin(\alpha - \tau)\sin(\alpha - \varepsilon)}} = \omega \quad (154$$

$G = g . \frac{1}{2} \overline{AC}^2 . \frac{\sin\psi \sin(\tau' + \varepsilon + \psi)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} = g$. Fläche ACF stattfindet, so ist die Gleichheit der Flächenstücke ABC und ACF erwiesen; die Richtigkeit des zweiten Rebhann'schen Satzes aber folgt aus dem Ausdruck

$$P = g . \frac{1}{2} \overline{AC}^2 . \frac{\sin^2\psi}{\sin(\tau' + \varepsilon)} = g . \frac{1}{2} \overline{CN} . \overline{CF}.$$

In Rebhann, Theorie des Erddrucks und der Futtermauern, Wien 1871, sind die betreffenden Nachweise auf S. 180 ff. gegeben.

woraus sich der Bruchwinkel β zu

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\omega \,.\, \sin\alpha - \sin(\tau + \tau' + \varepsilon)}{\omega \,.\, \cos\alpha - \cos(\tau + \tau' + \varepsilon)} \quad . \quad . \qquad (155$$

berechnet.

Wie der Bruchwinkel β aus dem ersten, so ergibt sich der Erddruck P aus dem zweiten der oben angeführten Sätze, indem, wenn $\mathfrak{g}$ wieder das Einheitsgewicht der Erde bedeutet,

$$P = \mathfrak{g} \,.\, \triangle\, CFG = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, CF \,.\, CN = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, \frac{(CN)^2}{\sin(\tau' + \varepsilon)} = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g}\,\frac{(AC)^2 \sin^2(\tau - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)},$$

oder endlich, mit Berücksichtigung des Wertes von AC,

$$P = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, \frac{h^2}{\cos^2\varepsilon} \,.\, \frac{\sin^2(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \frac{\sin^2(\tau - \beta)}{\sin^2(\alpha - \beta)}$$

worin für β der vorhin gefundene Wert einzusetzen wäre.

Aber auch diese Bestimmung lässt sich auf folgende andere Weise ausführen:

$$P = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, CF \,.\, CN = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g}\,(CF)^2 \sin(\tau' + \varepsilon)$$

$$\frac{CF}{BO} = \frac{AD - AF}{AD - AO} = \frac{AD - \sqrt{AO \,.\, AD}}{AD - AO} = \frac{1 - \sqrt{\frac{AO}{AD}}}{1 - \frac{AO}{AD}}$$

$$\frac{AO}{AD} = \frac{\sin^2(\alpha - \tau)}{\sin^2(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega^2$$

$$CF = BO \,.\, \frac{1 - \frac{\sin(\alpha - \tau)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega}{1 - \frac{\sin^2(\alpha - \tau)}{\sin^2(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega^2} = \frac{BO}{1 + \frac{\sin(\alpha - \tau)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega},$$

und weil

$$BO = AB \,.\, \frac{\sin(\tau - \varepsilon)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \text{ und } AB = \frac{h}{\cos\varepsilon},$$

auch

$$CF = \frac{h \,.\, \sin(\tau - \varepsilon)}{\sin(\tau' + \varepsilon)\left[1 + \frac{\sin(\alpha - \tau)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega\right] \cos\varepsilon}$$

und hiermit endlich

$$P = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, \frac{h^2}{\cos^2\varepsilon} \,.\, \frac{1}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \left[\frac{\sin(\tau - \varepsilon)}{1 + \frac{\sin(\alpha - \tau)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \,.\, \omega}\right]^2 \qquad (156$$

wobei ω den in Gleichung 154 bestimmten Wert hat[1]),

Hiermit sind nun auch die gewöhnlich vorkommenden besonderen Fälle behandelt, indem sich die für sie gültigen Werte des Bruchwinkels und des Erddruckes aus den allgemeinen Formeln durch Berücksichtigung der dem besonderen Falle entsprechenden Verhältnisse ergeben.

Für die Anwendung ist namentlich der in Abb. 100 angedeutete Fall von Bedeutung, bei dem die Erdmasse in der Höhe der Mauerkrone durch eine

---

[1]) Siehe Weyrauch, Zeitschr. f. Baukunde, 1878.

wagrechte Ebene begrenzt ist und die Richtung des Erddruckes senkrecht zur Hinterfläche der Mauer gedacht wird, weil der Bruchwinkel hierbei eine sehr einfache Beziehung erfüllt.

Setzt man nämlich diesen Voraussetzungen entsprechend

$$\alpha = 90^0 \text{ und } \tau' = 90^0$$

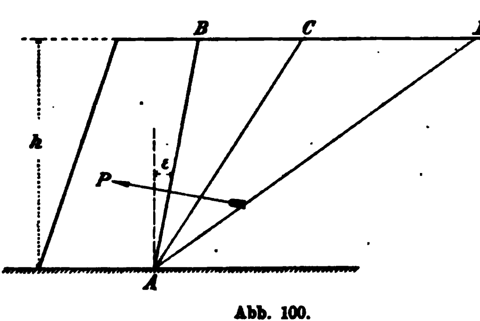


Abb. 100.

ein, so erhält man $\omega = 1$ und

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{1 - \cos(\tau + \varepsilon)}{\sin(\tau + \varepsilon)} = \operatorname{tg}\frac{\tau + \varepsilon}{2}$$

$$\therefore \beta = \frac{\tau + \varepsilon}{2} \quad (147$$

Es halbiert also in diesem Falle die Bruchebene (AC) den Winkelraum, welchen die Rückseite der Mauer (AB) mit der natürlichen Böschung (AD) bildet.

Ebenso einfach ergibt sich aus der Gleichung für den Erddruck

$$P = \frac{1}{2} g \frac{h^2}{\cos \varepsilon} \cdot \left(\frac{\sin(\tau - \varepsilon)}{\cos \varepsilon + \cos \tau}\right)^2 = \frac{1}{2} g \frac{h^2}{\cos \varepsilon} \cdot \left(\frac{\sin\frac{\tau - \varepsilon}{2} \cos\frac{\tau - \varepsilon}{2}}{\cos\frac{\tau + \varepsilon}{2} \cos\frac{\tau - \varepsilon}{2}}\right)^2$$

$$P = \frac{1}{2} g \frac{h^2}{\cos \varepsilon} \cdot \frac{\sin^2\frac{\tau - \varepsilon}{2}}{\cos^2\frac{\tau + \varepsilon}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad (157$$

Wäre auch noch $\varepsilon = 0$, d. h. die Rückwand der Mauer lotrecht, so wäre

$$P = \frac{1}{2} g h^2 . \operatorname{tg}^2 \frac{\tau}{2} = \frac{1}{2} g h^2 . \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \text{ [1]} \quad . \quad . \quad (158$$

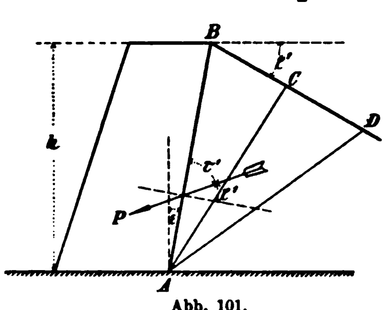


Abb. 101.

Noch ein anderer in Abb. 101 versinnlichter Fall, wobei die Oberfläche der gestützten Erdmasse von der Mauerkrone ab nach rückwärts um den Winkel φ' abfällt, also mit dem Lote den Winkel $\alpha = 90^0 + \varphi' = 180^0 - \tau'$ einschliesst, der Erddruck jedoch unter dem Winkel τ' gegen die Rückfläche der Stützwand geneigt ist, ergibt bemerkenswerterweise denselben Bruchwinkel wie oben.

Denn für $\alpha = 180^0 - \tau'$ wird wieder $\omega = 1$ und

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\sin\tau' - \sin(\tau + \tau' + \varepsilon)}{-\cos\tau' - \cos(\tau + \tau' + \varepsilon)} = \frac{\cos\frac{\tau + 2\tau' + \varepsilon}{2} . \sin\frac{\tau + \varepsilon}{2}}{\cos\frac{\tau + 2\tau' + \varepsilon}{2} . \cos\frac{\tau + \varepsilon}{2}}$$

---

[1]) Für $\tau = 90^0$ liefert diese, wie die vorausgehende Formel, ordnungsgemäss den Druck, welchen die Mauer durch, hinter ihr bis zur Krone stehendes Wasser erleiden würde, nämlich

$$P = \tfrac{1}{2} g h^2 \text{ bezw. } P = \tfrac{1}{2} g \frac{h^2}{\cos \varepsilon}.$$

$$\beta = \frac{\tau + \varepsilon}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (147$$

und damit schliesslich

$$P = \frac{1}{2}\, g\, \frac{h^2}{\cos^2 \varepsilon} \, . \sin(\tau' + \varepsilon) \, . \, \frac{\sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2}}{\sin^2\left(\tau' + \frac{\tau + \varepsilon}{2}\right)} \quad . \quad (159$$

Wichtiger wie dieser Fall ist ein anderer, wobei die Erde von der Mauer aus nach der natürlichen Böschung ansteigt (Abb. 102).

Für den jetzt gültigen besonderen Wert

$$\alpha = \tau$$

folgt zunächst aus Gleichung (154) $\omega = \infty$

sodann aus 155 $\beta = \tau$ . . . . . . (160

d. h. die Bruchebene (AC) fällt mit der natürlichen Böschung (AD) zusammen und es nimmt die ganze, zwischen AD und der oberen durch B gehenden Begrenzungsebene befindliche Erdmasse an der Druckwirkung teil. Dieser Druck aber hat nach Gleichung (156) den Betrag.

$$P = \tfrac{1}{2}\, g\, \frac{h^2}{\cos^2 \varepsilon} \cdot \frac{\sin^2(\tau - \varepsilon)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \qquad (161$$

Für $\varepsilon = 0$ wäre insbesondere

$$P = \tfrac{1}{2}\, g\, h^2 . \frac{\sin^2 \tau}{\sin \tau'} \quad . \quad (162$$

Um den Erddruck in jedem Falle rasch angeben zu können, sind nach Gleichung 156 die verschiedenen Werte von $\frac{P}{g h^2}$ unter der Voraussetzung, dass $\tau = \tau'$ sei, für angenommene Werte von ε, τ und α berechnet und in den Tabellen 33—37 zusammengestellt worden.

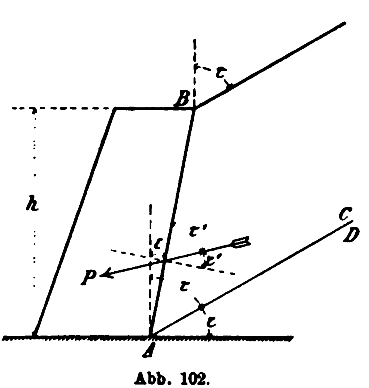


Abb. 102.

Tabelle 33.

Werte von $\frac{P}{g h^2}$, wenn $\varepsilon = 0^0$, $\operatorname{tg} \varepsilon = 0$.

			$\tau = \tau' =$					
			45°	50	55	60	65	70°
$\alpha = 90^0$	$\operatorname{tg} \alpha = \infty$	$\operatorname{tg}(90-\alpha) = 0$	0,0884	0,1051	0,1249	0,1486	0,1775	0,2134
			41	56	75	102	139	191
85°	11,43	0,09	0,0925	0,1107	0,1324	0,1588	0,1914	0,2325
			47	65	90	126	179	263
80°	5,67	0,18	0,0972	0,1172	0,1414	0,1714	0,2093	0,2588
			55	79	114	166	253	427
75°	3,73	0,27	0,1027	1,1251	0,1528	0,1880	0,2346	0,3015
			67	100	150	238	420	1684
70°	2,75	0,36	0,1094	0,1351	0,1678	0,2118	0,2766	0,4699
			87	134	220	405	1766	
65°	2,14	0,47	0,1181	0,1485	0,1898	0,2523	0,4532	
			118	200	384	1807		
60°	1,73	0,58	0,1299	0,1685	0,2282	0,4330		
			177	356	1814			
55°	1,43	0,70	0,1476	0,2041	0,4096			
			325	1789				
50°	1,19	0,84	0,1801	0,3830				
			1735					
45°	1,00	1,00	0,3536					

Tabelle 34.

Werte von $\frac{P}{gh^2}$, wenn $\varepsilon = +6^0$, $\operatorname{tg} \varepsilon = 0{,}105$.

			$\tau = \tau' =$					
			45⁰	50	55	60	65	70⁰
$\alpha = 90^0$	$\operatorname{tg} \alpha = \infty$	$\operatorname{tg}(90-\alpha) = 0$	0,0673	0,0836	0,1031	0,12[illegible]	0,1560	0,19[illegible]
			27	40	57	81	115	161
85	11,43	0,09	0,0700	0,0876	0,1088	0,1349	0,1675	0,2088
			32	46	68	100	150	230
80	5,67	0,18	0,0732	0,0922	0,1156	0,1449	0,1825	0,2323
			37	57	87	134	214	376
75	3,73	0,27	0,0769	0,0979	0,1243	0,1583	0,2039	0,2699
			46	73	116	193	358	1510
70	2,75	0,36	0,0815	0,1052	0,1359	0,1776	0,2397	0,4209
			59	99	172	333	1531	
65	2,14	0,47	0,0874	0,1151	0,1531	0,2109	0,3928	
			82	148	302	1513		
60	1,73	0,58	0,0956	0,1299	0,1833	0,3622		
			124	268	1459			
55	1,43	0,70	0,1080	0,1567	0,3292			
			231	1376				
50	1,19	0,84	0,1311	0,2943				
			1265					
45	1,00	1,00	0,2576					

Tabelle 35.

Werte von $\frac{P}{gh^2}$, wenn $\varepsilon = -6^0$, $\operatorname{tg} \varepsilon = -0{,}105$.

			$\tau = \tau' =$					
			45⁰	50	55	60	65	70⁰
$\alpha = 90^0$	$\operatorname{tg} \alpha = \infty$	$\operatorname{tg}(90-\alpha) = 0$	0,1140	0,1306	0,1501	0,1735	0,2018	0,2366
			60	77	100	129	168	223
85	11,43	0,09	0,1200	0,1383	0,1601	0,1864	0,2186	0,2589
			68	90	118	158	216	304
80	5,67	0,18	0,1268	0,1473	0,1719	0,2022	0,2402	0,2893
			80	108	148	207	302	489
75	3,73	0,27	0,1348	0,1581	0,1867	0,2229	0,2704	0,3382
			98	136	195	294	497	1913
70	2,75	0,36	0,1446	0,1717	0,2062	0,2523	0,3201	0,5295
			124	182	283	497	2072	
65	2,14	0,47	0,1570	0,1899	0,2345	0,3020	0,5273	
			168	268	489	2195		
60	1,73	0,58	0,1738	0,2167	0,2834	0,5215		
			251	475	2290			
55	1,43	0,70	0,1989	0,2642	0,5124			
			456	2360				
50	1,19	0,84	0,2445	0,5002				
			2407					
45	1,00	1,00	0,4852					

Tabelle 36.

Werte von $\frac{P}{gh^2}$, wenn $\varepsilon = +12^0$, $\operatorname{tg} \varepsilon = 0{,}213$.

			$\iota = \iota' =$					
			45°	50	55	60	65	70°
$\alpha = 90^0$	$\operatorname{tg} \alpha = \infty$	$\operatorname{tg}(90-\alpha)=0$	0,0497	0,0651	0,0839	0,1072	0,1366	0,1741
			18	28	43	64	95	144
85	11,43	0,09	0,0515	0,0679	0,0882	0,1136	0,1461	0,1885
			20	33	51	80	125	202
80	5,67	0,18	0,0535	0,0712	0,0933	0,1216	0,1586	0,2087
			24	40	66	107	181	335
75	3,73	0,27	0,0559	0,0752	0,0999	0,1323	0,1767	0,2422
			30	52	89	157	307	1373
70	2,75	0,36	0,0589	0,0804	0,1088	0,1480	0,2074	0,3795
			40	71	132	274	1347	
65	2,14	0,47	0,0629	0,0875	0,1220	0,1754	0,3421	
			55	108	237	1281		
60	1,73	0,58	0,0684	0,0983	0,1457	0,3035		
			84	199	1184			
55	1,43	0,70	0,0768	0,1182	0,2641			
			161	1061				
50	1,19	0,84	0,0929	0,2243				
			919					
45	1,00	1,00	0,1848					

Tabelle 37.

Werte von $\frac{P}{gh^2}$, wenn $\varepsilon = -12$, $\operatorname{tg} \varepsilon = -0{,}213$.

			$\iota = \iota' =$					
			45°	50	55	60	65	70°
$\alpha = 90^0$	$\operatorname{tg} \alpha = \infty$	$\operatorname{tg}(90-\alpha)=0$	0,1457	0,1613	0,1801	0,2026	0,2299	0,2633
			87	107	131	164	206	263
85	11,43	0,09	0,1544	0,1720	0,1932	0,2190	0,2505	0,2896
			99	124	156	200	262	357
80	5,67	0,18	0,1643	0,1844	0,2088	0,2390	0,2767	0,3253
			116	148	194	259	365	570
75	3,73	0,27	0,1759	0,1992	0,2282	0,2649	0,3132	0,3823
			140	185	254	368	598	2220
70	2,75	0,36	0,1899	0,2177	0,2536	0,3017	0,3730	0,6043
			178	248	367	618	2482	
65	2,14	0,47	0,2077	0,2425	0,2903	0,3635	0,6212	
			240	364	632	2726		
60	1,73	0,58	0,2317	0,2789	0,3535	0,6361		
			358	640	2958			
55	1,43	0,70	0,2675	0,3429	0,6493			
			645	3188				
50	1,19	0,84	0,3320	0,6617				
			3429					
45	1,00	1,00	0,6749					

Ist die obere Begrenzungsfläche (B C D in Abb. 99) mit einer gleichmässig verteilten Last π auf die Flächeneinheit belastet, so berücksichtigt man diesen Umstand dadurch, dass man die unbelastet gedachte Erde mit dem Einheitsgewichte

$$g' = g\left(1 + \frac{2\pi}{g\,h} \cdot \frac{\cos\varepsilon}{\sin(\alpha - \varepsilon)}\right)^{1)} \quad . \quad . \quad (151$$

begabt annimmt. Der Bruchwinkel ist von dem Eigengewichte unabhängig und behält den früheren Wert bei, während der Erddruck erhalten wird, indem man in die vorstehend entwickelten Gleichungen g' statt g, bezw. die Kohäsionshöhe h_ε' statt h_ε einsetzt.

Angriffspunkt des Erddruckes.

Eine andere Frage ist, an welcher Stelle der als Mittelkraft aller, über die Rückenfläche der stützenden Wand verteilten Pressungen zu denkende Erddruck P anzunehmen ist. Diese Stelle, der Angriffspunkt von P, ergibt sich nach dem Satze der Mechanik, dass das statische Moment der Mittelkraft für irgend einen Drehpunkt gleich ist der Summe der statischen Momente aller Einzelkräfte für denselben Punkt.

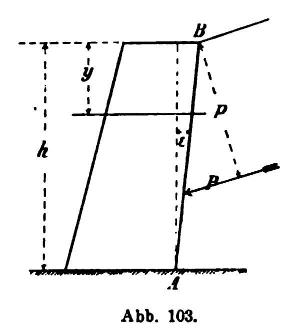


Abb. 103.

Nach Gleichung (156) berechnet sich für Mauern von verschiedener Höhe der Erddruck, den sie unter sonst gleichen Umständen auszuhalten haben, oder aber es berechnet sich für eine und dieselbe Mauer die Summe der von oben bis zu irgend einer lotrecht gemessenen Tiefe y vorhandenen Pressungen zu

$$P_y = a \cdot y^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (163$$

wenn mit a kurzweg der aus Gleichung (156) zu ersehende, die Grössen g, τ, τ', ε, α enthaltende Ausdruck bezeichnet wird.

Der Erddruck auf einen in der Tiefe y unter der Mauerkrone gelegenen Wandstreifen von der Höhe dy ergibt sich hieraus zu

$$d P_y = 2\,a\,y \,.\, dy \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (164$$

und weiter findet man, wenn man alle diese kleinen Pressungen gleichgerichtet mit P sich denkt, den Punkt B als Drehpunkt wählt und den Hebelarm der Mittelkraft P in Bezug auf diesen Punkt mit p, und den Hebelarm der kleinen Pressung $d P_y$ mit p_y bezeichnet, weil letzterer offenbar den Wert

$$p_y = \frac{y}{\cos\varepsilon} \,.\, \sin\tau' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (165$$

hat, nach dem oben bezeichneten Satze der Mechanik

$$P\,p = \int_0^h dP_y \,.\, p_y = 2\,a \frac{\sin\tau'}{\cos\varepsilon} \,.\int_0^h y^2 \,.\, dy \quad . \quad (166$$

woraus sich der lotrecht zu messende Abstand des gesuchten Angriffspunktes unter der Mauerkrone zu

$$p \,.\, \frac{\cos\varepsilon}{\sin\tau'} = \frac{2\,a \,.\, \frac{h^3}{3}}{a\,h^2} = \frac{2}{3}\,h \quad . \quad . \quad . \quad (167$$

ergibt.

1) Siehe S. 253.

Im Falle die kohäsionslose Erdmasse oben von einer durch die Mauerkrone B gehenden Ebene begrenzt wird, liegt der Angriffspunkt des Erddruckes P um $\frac{h}{3}$ über dem Boden.

Trägt man im Fusspunkte A (Abb. 104) der Mauerrückwand in wagrechter Richtung die Strecke $AE = 2\,\mathfrak{a}\,h$ an und verbindet den Kronenpunkt B mit E, so stellt das Dreieck ABE in seinem Inhalt den Erddruck $P = \frac{1}{2} \cdot 2\,\mathfrak{a}h \cdot h = \mathfrak{a}h^2$ dar, ebenso das Dreieck A'BE' den von der Mauerkrone ab bis zur Tiefe y_1 vorhandenen Erddruck

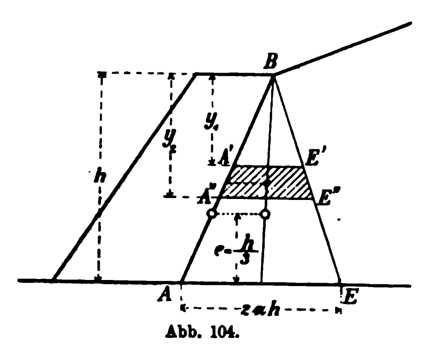


Abb. 104.

$$P' = \tfrac{1}{2}\,\overline{A'E'} \cdot y_1 = \tfrac{1}{2}\left(\overline{AE} \cdot \frac{y_1}{h}\right) y_1 = \mathfrak{a}\,y_1^2$$

und das Dreieck A''BE'' den für die Tiefe y_2 gültigen Druck

$$P'' = \tfrac{1}{2}\,\overline{A''E''} \cdot y_2 = \mathfrak{a}y_2^2.$$

Der trapezförmige Streifen A''A' E'E'' entspricht daher dem auf dem Wandstück A'A'' von der lotrecht gemessenen Höhe $\triangle y$ lastenden Erddruck

$$P'' - P' = \mathfrak{a}\,(y_2^2 - y_1^2)$$

und, falls $y_2 - y_1 = dy$ stattfindet,

$$dP = \mathfrak{a} \cdot 2y\,dy$$

dem Druck auf den Streifen von der lotrechten Höhe dy, also $\frac{dP}{dy} = 2\,\mathfrak{a}y$ dem in der Tiefe y auf die Flächeneinheit bezogenen Erddruck.

Aus den Breitenmassen des Dreiecks ABE ist das Gesetz zu ersehen, nach dem sich der Druck über die hintere Wandfläche verteilt, dieses Dreieck erscheint als Belastungsfläche und die Höhenlage seines Schwerpunktes über dem Boden entspricht dem Angriffspunkte des Erddrucks P, desgleichen der-Schwerpunkt des Trapezes A''A' E'E'' dem Angriffspunkte des Druckes $P'' - P' = \mathfrak{a}\,(y_2^2 - y_1^2)$.

Ist die von der Mauerkrone ausgehende wagrecht gedachte Begrenzungsebene der Erde von einer gleichmässig verteilten Last π überdeckt, so liegt der Angriffspunkt des Erddruckes, streng genommen, um ein wenig mehr als $\frac{h}{3}$, nämlich um

$$e' = \frac{h}{3} \cdot \frac{1 + \frac{3\pi}{gh}}{1 + \frac{2\pi}{gh}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (168$$

über dem Boden.

Man gelangt zu diesem Ausdrucke, wenn man von einer unbelasteten Erdmasse ausgeht, die neben Reibung auch Kohäsion besitzt, und wenn man zunächst annimmt, es sei nicht nur α, sondern auch $\varepsilon' = 90^0$, es werde also der Erddruck senkrecht zur Rückwand der Mauer gerichtet gedacht. Dann ergibt sich als lotrechter Abstand des Druckmittelpunktes über dem Boden

$$e = \frac{h}{3}\left[1 - \frac{\nu}{2}(1 + \nu)\right]$$ [1])

1) Siehe z. B. Rebhann, Theorie des Erddrucks und der Futtermauern, Wien 1871, Gleichung 113.

worin $\nu = \frac{h_\varepsilon}{h}$, h_ε aber die durch Gleichung (149) bestimmte Kohäsionshöhe der Erde bedeutet.

Ist die obere Begrenzungsebene dieser Erdmasse mit einer gleichmässig verteilten Last (π g/qm) überdeckt, so gilt

$$e' = \frac{h}{3}\left[1 - \frac{\nu'}{2}(1 + \nu')\right]^{1)}$$

indem nun $\nu' = \frac{h'_\varepsilon}{h}$ und der Gleichung (149b) entsprechend

$$h'_\varepsilon = h_\varepsilon - \frac{2\pi}{g}$$

zu nehmen ist.

Der Ausdruck für e' gilt jedoch nur insolange, als h'_ε wirklich eine Kohäsionshöhe darstellt, so lange also $h_\varepsilon \geqq \frac{2\pi}{g}$ stattfindet. Für $h_\varepsilon = \frac{2\pi}{g}$, d. h. für $h'_\varepsilon = 0$, erhält man $e' = \frac{h}{3}$; die Wirkung der Kohäsion wird in diesem Falle durch die Belastung gerade aufgehoben und es stellt sich der Fall so, als ob eine kohäsionslose, unbelastete Erdmasse von vornherein vorgelegen hätte. Für den Fall, dass $\frac{2\pi}{g} > h_\varepsilon$, also $h_\varepsilon' < 0$ stattfindet, gilt die vorstehende Gleichung für e' nicht mehr, weil nun die Mauer von ihrer Krone ab Erddruck auszuhalten hat und die Integration, nicht wie früher, zwischen den Grenzen h'_ε und h, sondern zwischen 0 und h vorzunehmen ist. Es gilt jetzt

$$e' = \frac{h}{3} \cdot \frac{1 - \frac{3}{2}\nu'}{1 - \nu'}.$$

„Zu den Fällen, worin $\frac{2\pi}{g} > h_\varepsilon$ ist, gehört namentlich jener für $h_\varepsilon = 0$, d. h. wenn das Erdreich als kohäsionslos angenommen wird und eine zufällige Belastung in Rechnung zu kommen hat." Dafür ergibt sich dann aus der vorstehenden Formel, wenn man beachtet, dass $h'_\varepsilon = h_\varepsilon - \frac{2\pi}{g}$ gilt,

$$e' = \frac{h}{3} \cdot \frac{1 + \frac{3\pi}{g h}}{1 + \frac{2\pi}{g h}}.$$

Auf diesen Ausdruck gelangt man auch in dem Falle, dass τ' nicht gleich 90° ist, also Reibung an der Rückwand der Mauer angenommen wird [2]).

Zeichnerisches Verfahren. In wirklichen Fällen wird also aus den wiederholt schon angedeuteten Gründen auf die ihrem Werte nach leicht wechselnde Kohäsion der Bodenarten nicht gerechnet, vielmehr werden die Abmessungen der stützenden Mauern stets unter der Voraussetzung bestimmt, dass es sich um kohäsionslose Erden handle. Unter diesen Umständen gestaltet sich die zeichnerische Lösung der Aufgaben sehr einfach und übersichtlich, wie aus den folgenden auf Grund der Abb. 105 anzustellenden Darlegungen hervorgehen wird.

Das Bruchprisma ABC, dessen Gewicht G, wird durch zwei auf seine Seitenflächen AB und AC wirkende Kräfte P und Q im Gleichgewichte gehalten. Erstere stellt den Widerstand dar, der von der Mauer geleistet wird und sich von dem Seitendruck der Erde gegen jene nur dem Sinne nach unterscheidet; es werde angenommen, dass derselbe unter dem Reibungswinkel φ' (von Reibung zwischen Erde und Mauerwerk) gegen die Senkrechte zur Rückwand AB, oder unter dem Winkel τ' zu dieser selbst geneigt sei. Die Kraft Q enspricht dem Widerstande der unterhalb der Bruchebene befindlichen Erdmasse, und ist unter dem Winkel τ zur Bruchebene, folglich unter dem Winkel $(\tau - \beta)$ gegen die Lotrichtung geneigt.

1) Siehe Rebhann § 31.
2) Rebhann, am a. O. § 75.

Das geschlossene Kräftedreieck der im Gleichgewichte befindlichen Kräfte G, P und Q könnte gezeichnet werden, wenn der Bruchwinkel β bekannt wäre, weil man dann ausser den Richtungen der drei Kräfte auch die Grösse von einer derselben kennen würde. Man brauchte nur, wenn AC_1 die Bruchlinie wäre, von einem beliebigen Punkte 0 (Abb. 105b) aus das Gewicht G_1 des Bruchprismas in einem zu wählenden Massstabe aufzutragen und durch die Endpunkte 0 und 1 der dasselbe darstellenden Strecke 01 gerade Linien, gleichlaufend mit P_1 und Q_1, also unter dem Winkel $(\tau' + \varepsilon)$, bezw. $(\tau - \beta_1)$ zu ziehen; die dabei abgeschnittenen Strecken $0x_1$ und $1x_1$ würden im gewählten Kräftemassstabe die Kräfte P_1 und Q_1 liefern. Zweckmässig wäre es, die senkrecht zu AB stehende Höhe $C_1 1$ des Dreiecks ABC_1 (Abb. 105a) als Gewicht G_1 aufzutragen, da dieses im geraden Verhältnisse zu der Linie $C_1 1$ steht.

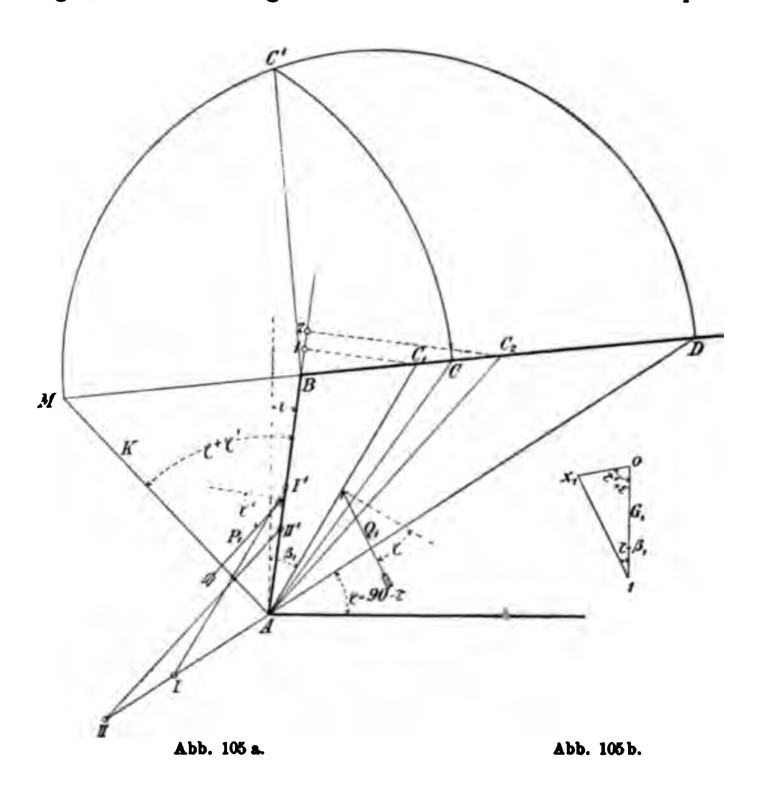


Abb. 105 a. Abb. 105 b.

Führt man die beschriebene Zeichnung des Kräftedreiecks nicht an beliebiger Stelle, sondern in Verbindung mit der Hauptfigur 105a aus, so zwar, dass die Seite $01 = G_1$ desselben nach AI in die nach vorn verlängerte natürliche Böschungslinie DA zu liegen kommt, die Seite $0x_1 = P_1$ in die Richtung AK und die Seite $x_1 1 = Q_1$ in die Linie II', so bildet AK mit der Rückseite AB den Winkel

$$\varphi + \varphi' = 180 - (\tau + \tau')$$

und die Seite II' wird gleichlaufend mit der Bruchlinie AC_1, indem nun beide den Winkel $(\tau - \beta_1)$ mit der natürlichen Böschung einschliessen.

Zur Auffindung der wirklichen Bruchebene und des ihr zugehörigen Erddrucks kann man daher ein einfaches Probierverfahren anwenden, indem man

mehrere Lagen der Bruchebene (AC_1, AC_2 ...) annimmt, zu jeder derselben in der beschriebenen Weise den zugehörigen Abschnitt auf der Linie AK bestimmt und den grössten derselben als gültig annimmt. Für eine zweite Lage AC_2 beispielsweise hätte man nur die Höhe $C_2 2$ des Dreiecks ABC_2 von A bis II zu tragen und durch II die Gerade II II' gleichlaufend mit AC_2 zu ziehen. Der von der Linie II II' auf AK gebildete Abschnitt entspricht dem Erddrucke P_2, der der Bruchrichtung C_2 zugehört.

Berücksichtigt man, dass die Seiten I I', II II' ... eine Parabel zweiter Ordnung umhüllen, deren Achse gleichlaufend mit der oberen Begrenzungslinie BD gerichtet ist, so kann man den gewünschten Erddruck unmittelbar als den Abschnitt darstellen, den die bezeichnete Parabel auf der Geraden AK liefert [1]). Oder man kann ihn ebenfalls unmittelbar bestimmen, indem man die mittlere Proportionale für zwei in der Figur gegebene Strecken sucht [2]). Verlängert man nämlich die unter dem Winkel $(\varphi + \varphi')$ zur Rückfläche AB der Mauer gerichtete Linie AK bis zu ihrem Durchschnittspunkte M mit der oberen Begrenzungslinie DB (Abb. 105a), so sind MB und MD die Strecken, für die die mittlere Proportionale zu suchen ist. Man braucht also nur über MD den Halbkreis MC'D zu zeichnen, weiter $BC' \perp MD$ und $MC = MC'$ zu machen, wonach $MC^2 = MB \cdot MD$ ist, und sodann für die jetzt fest gegebene Bruchebene AC die frühere Konstruktion auszuführen.

Die kohäsionslose Erde ist oben durch eine von der Mauerkrone ausgehende, und weiter oben durch eine wagrechte Ebene begrenzt.

a) Die Erdböschung geht von der hinteren Kante der Mauerkrone aus. (Abb. 106).

Ein anderer in Wirklichkeit öfters vorkommender Fall ist der, dass die kohäsionslose Erde zwar, wie bisher, von der Mauerkrone ab mit einer ebenen Böschung ansteigt, weiter oben jedoch nach einer wagrechten Ebene abgeglichen erscheint (Abb. 106). Es kann sich dabei treffen, dass die Bruchebene (AC) in der Böschung BE ausschneidet; dann treten die früher für den Fall, Abb. 99, entwickelten Gleichungen in Kraft. Oder es kommt dieser Ausschnittspunkt schon in die wagrechte Begrenzungsebene zu liegen, so dass ein vierseitiges Bruchprisma zustande kommt; dieser Fall ist hier zu behandeln. Ein Kennzeichen dafür, ob das eine oder andere eintritt, wird später angegeben werden.

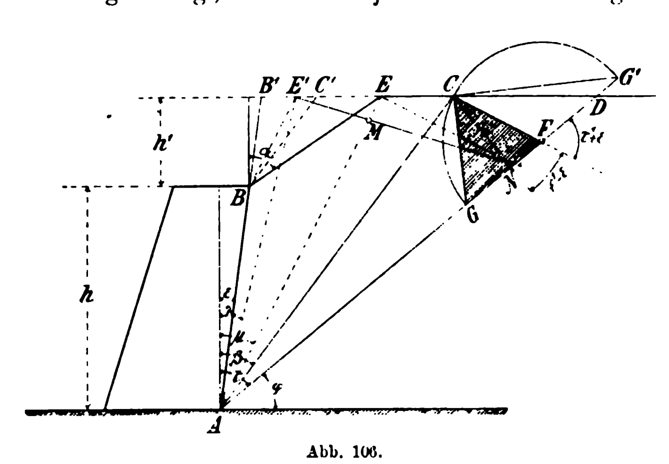


Abb. 106.

Grösse des Erddruckes.

Zunächst werde, wie schon bemerkt, angenommen, es trete nach Abb. 106 der letztere Fall ein, dann lässt sich auch wieder der Bruchwinkel und die

[1]) Culmann, Graphische Statik.

[2]) Wittmann, Beitrag zur Theorie des Erddruckes usw., Zeitschr. d. bayer. Arch. u. Ing.-Vereins 1877. Auch Sonderabdruck bei Ackermann in München.

Grösse des Erddruckes mit Hilfe der Rebhann'schen Sätze leicht bestimmen. Ist nämlich C der vorerst noch nicht bekannte Schnittpunkt der Bruchebene mit der Wagrechten, so zieht man die Senkrechte CN zur natürlichen Böschung AD, trägt an diese den Winkel $NCF = \varphi' - \varepsilon = 90 - (\tau' + \varepsilon)$ an, und hat nach dem ersten Satze Rebhann's

$$\text{Fläche ABECA} = \text{Fläche ACFA}$$

oder, wenn man die Gerade BE' || AE zieht und A mit E' verbindet, und damit das vierseitige Flächenstück ABECA in ein ebenso grosses Dreieck AE'C verwandelt, auch

$$\triangle AE'C = \triangle ACF.$$

Nun braucht man nur den Inhalt dieser Dreiecke durch die verschiedenen, in der Abbildung angegebenen Grössen auszudrücken und die gefundenen Werte einander gleichzusetzen.

Zunächst hat man $\triangle AE'C = \frac{1}{2}(h + h_1)^2 (\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\lambda)$

sodann

$$\triangle ACF = \frac{1}{2} \,.\, AF \,.\, CN$$

und weil

$AF = \frac{h + h_1}{\cos\beta} \cdot \frac{\sin(\psi - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)}$, ($\psi$ eine kürzere Bezeichnung für $\tau + \tau' + \varepsilon$)

und

$$CN = \frac{h + h_1}{\cos\beta} \,.\, \sin(\tau - \beta),$$

auch

$$\triangle ACF = \frac{1}{2}(h + h_1)^2 \,.\, \frac{\sin(\tau - \beta)}{\cos^2\beta} \cdot \frac{\sin(\psi - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)}.$$

Setzt man die gefundenen Flächeninhalte der Dreiecke einander gleich, so kommt man nach einigen Umformungen auf die folgende Gleichung zweiten Grades

$$\operatorname{tg}^2\beta - 2\operatorname{tg}\beta \,.\, \operatorname{tg}\psi + \operatorname{tg}\tau \,.\, \operatorname{tg}\psi + \operatorname{tg}\lambda\,(\operatorname{tg}\psi - \operatorname{tg}\tau) = 0 \quad . \qquad (169$$

deren Wurzel

$$\operatorname{tg}\beta = \operatorname{tg}\psi \pm \sqrt{(\operatorname{tg}\psi - \operatorname{tg}\lambda)(\operatorname{tg}\psi - \operatorname{tg}\tau)} \quad . \qquad (170$$

der Tangente des gewünschten Bruchwinkels gleich ist. In diesem Ausdrucke bedeutet $\psi = \tau + \tau' + \varepsilon$, und der Winkel λ ist durch die Beziehungen

$$\left.\begin{aligned}(h + h_1)\operatorname{tg}\lambda &= h\operatorname{tg}\varepsilon + h_1\operatorname{tg}\mu\\ (h + h_1)\operatorname{tg}\mu &= h\operatorname{tg}\varepsilon + h_1\operatorname{tg}\alpha\end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \qquad (171$$

bestimmt, wobei μ nach der Figur den Winkel der Geraden AE mit der Lotrichtung bedeutet.

Ist der Bruchwinkel β gefunden, so ergibt sich damit der Erddruck aus der Gleichung

$$P = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \,.\, \overline{CF} \,.\, \overline{CN} = \frac{1}{2}\,\mathfrak{g} \cdot \frac{(h + h_1)^2}{\cos^2\beta} \cdot \frac{\sin^2(\tau - \beta)}{\sin(\tau' + \varepsilon)}, \qquad (172$$

die mit Hülfe des 2. Rebhann'schen Satzes und mit Zugrundelegung der Figur ohne Schwierigkeit abzuleiten ist.

Es ist oben noch nicht entschieden worden, unter welchen Bedingungen der Ausschnittspunkt C der Bruchböschung AC in die Wagrechte fällt, das sich lösende Prisma also ein vierseitiges wird. Diese Bedingungen lassen sich sehr einfach in folgender Weise aussprechen:

Solange die vordere Begrenzungsebene BE nicht flacher geneigt ist als die natürliche Böschung, so lange also $\sphericalangle \alpha < \tau$, kommt jedenfalls ein vierseitiges Bruchprisma zustande. Für grössere Werte von α ergibt sich ebenfalls ein vierseitiges Prisma, sobald in der Strecke E'N der Abb. 106, die man erhält, wenn man EN $\|$ CF macht und E' mit N verbindet, E'M $\gtrless$ MN stattfindet.

Angriffspunkt des Erddruckes.

Was den Angriffspunkt des Erddruckes im Falle der Abb. 106 betrifft, so begnügt man sich bei seiner Bestimmung gewöhnlich mit einer Näherungsrechnung auf Grund der nachstehend zu besprechenden Anschauung.

Wenn man die hintere Mauerbegrenzung AB bis B' verlängert und BC' $\|$ AC macht, so ist offenbar

$$ABC'CA = AB'C - BB'C'.$$

Die gleiche Beziehung findet, da BC' und die Bruchlinie AC gleichlaufend miteinander gezogen wurden, zwischen den Seitendrucken der genannten Prismen als Erdkörper statt, nämlich

$$P_3 = P_1 - P_2$$

und ebenso zwischen den statischen Momenten dieser Drucke in Bezug auf den willkürlich gewählten Drehpunkt A. Die letztere Beziehung lautet, wenn x den lotrecht gemessenen Abstand des Angriffspunktes des Erddruckes P_3 von A bedeutet, und weil die Angriffspunkte von P_1 und P_2, die selbst dem Quadrate der betreffenden Druckhöhen proportional sind, je um $1/3$ der Druckhöhe von deren unterem Ende entfernt liegen,

$$[(h + h_1)^2 - h_1^2] \cdot x = (h + h_1)^2 \cdot \frac{h + h_1}{3} - h_1^2 (h + \frac{h_1}{3})$$

woraus

$$x = \frac{h}{3} + \frac{h h_1}{3(h + 2h_1)} \quad . \quad . \quad . \quad (173$$

folgt.

Dieser Wert von x, die gesuchte Höhenlage des Angriffspunktes des Erddruckes über dem Boden, (und zwar lotrecht gemessen) ist nicht zutreffend, wenn BE mit BC' nicht zusammenfällt. Dennoch gestattet man sich gewöhnlich, diesen Wert von x beizubehalten in der Erwägung, dass bei Erddruckberechnungen überhaupt kein sehr hoher Genauigkeitsgrad zu erzielen ist. Zur Beruhigung mag noch erwähnt werden, dass x aus der obigen Gleichung etwas zu gross erhalten wird und dass infolgedessen das bei Bestimmung der Mauerdicken später in Rechnung zu ziehende Umsturzmoment des Erddruckes ebenfalls etwas zu gross ausfällt, was gleichbedeutend ist mit Einführung eines höheren Sicherheitsgrades.

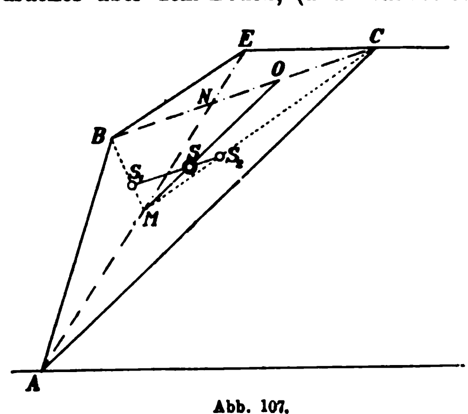


Abb. 107.

Öfters wird der Angriffspunkt des Erddruckes zeichnerisch dadurch gefunden, dass man den Schwerpunkt S des Vierecks ABEC (Abb. 107) aufsucht und durch ihn eine Parallele zur Bruchebene AC zieht. Der Durchschnittspunkt dieser Parallelen mit der Rückwand der Mauer gilt als Angriffspunkt des Erddruckes P.

Was die Schwerpunktsbestimmung betrifft, so kann man dieselbe in der Art durchführen, dass man die Diagonalen AE und BC des Vierecks zeichnet, erstere halbiert, also AM = ME macht, die Strecke NC von B aus nach BO aufträgt, die Verbindungslinie MO zieht und MS = $\frac{1}{3}$ MO nimmt; S ist der gesuchte Schwerpunkt.

Die Richtigkeit dieses Verfahrens ergibt sich aus folgender Überlegung: Das Viereck wird durch die Diagonale AE in 2 Dreiecke ABE und AEC zerlegt, deren Flächeninhalte F_1 und F_2 sein mögen. Bestimmt man den Schwerpunkt S_1 des Dreiecks ABE, indem man $MS_1 = \frac{1}{3} MB$ nimmt und in gleicher Weise den Schwerpunkt S_2 des Dreiecks AEC, indem man die Strecke MC in 3 gleiche Teile teilt, so liegt der gesuchte Schwerpunkt S auf der Verbindungslinie S_1 S_2 so, dass die Proportion

$$F_1 : F_2 = SS_2 : S_1S$$

erfüllt wird.

Da ferner offenbar auch

$$F_1 : F_2 = BN : NC$$

stattfindet, so gilt

$$SS_2 : S_1S = BN : NC = OC : BO.$$

b) Die Mauerkrone ist von der Erde überdeckt (Abb. 108).

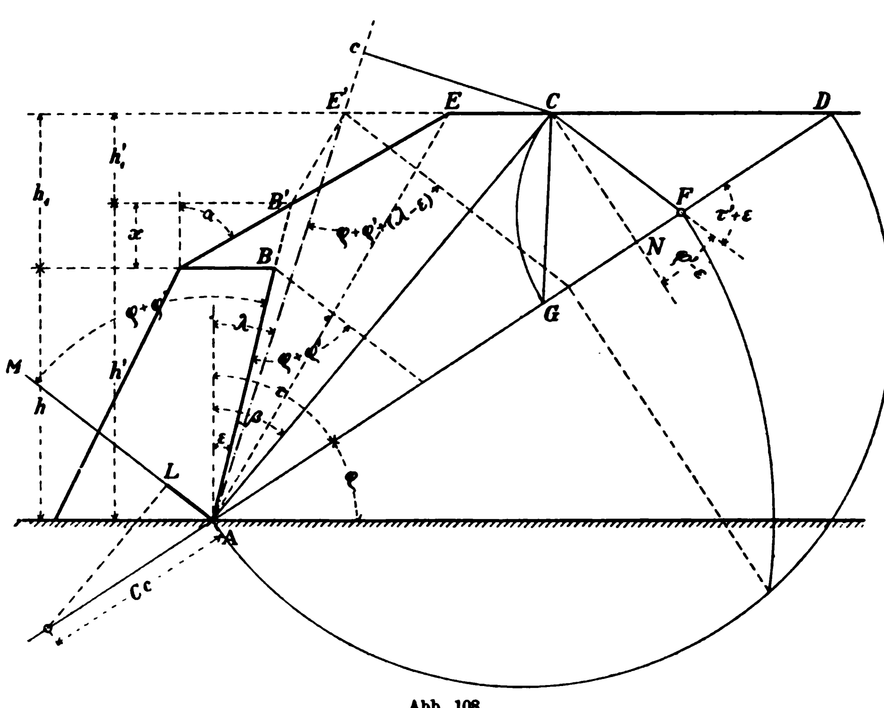


Abb. 108.

Dieser Fall lässt sich auf den vorigen (a) zurückführen, indem man AB bis B′ verlängert und statt der Mauerhöhe h und der Überschüttungshöhe h_1 bezw.

$$h' = h + x$$
$$h'_1 = h_1 - x$$

festhält. Dies kann geschehen, nachdem der Querschnitt der Mauer und insbesondere ihre Kronenbreite angenommen worden ist, so dass die Lösung der Aufgabe auf die Untersuchung eines angenommenen Mauerprofils hinausläuft.

Der Druck P, den die Erde auf die Mauer ausübt, kann also mit h′ und h'_1 nach Gleichung (172) berechnet werden, nachdem der Bruchwinkel β aus

Gleichung (170) und (171) entnommen wurde, oder man kann ihn nach der für Abb. 105 gegebenen Entwickelung zu

$$P = \overline{AL} \cdot \frac{g}{2} \cdot \overline{AE'}$$

bestimmen, worin AL den auf der Linie AM nach Feststellung der richtigen Bruchlinie AC gefundenen Abschnitt darstellt. Der Angriffspunkt des gesamten Erddrucks ergibt sich aus Gleichung (173) oder durch Konstruktion des Schwerpunktes für den Querschnitt des vierseitigen Bruchprismas. Befindet sich auf der wagrechten Erdbegrenzungsfläche auch noch eine gleichmässig verteilte Last, so verwandelt man dieselbe am besten in eine gleich schwere Erdschichte von der Höhe h_e und führt die Untersuchung in der beschriebenen Weise mit h' und $h_1' + h_e$ statt mit h' und h_1' durch.

3. Ausführbare Böschungsverhältnisse.

Aus den bei Untersuchung des Gleichgewichtszustandes der Erdmassen entwickelten Gleichungen ergibt sich für jede Dammhöhe oder Einschnittstiefe ein Wert des Böschungwinkels (ε), sobald das Gewicht, die Reibung und die Kohäsion der in Betracht kommenden Bodenart bekannt ist. Dieser theoretische Wert kann jedoch nicht ohne weiteres zur Anwendung gelangen, er muss vielmehr aus verschiedenen Gründen vergrössert werden. Zunächst ist nicht zu übersehen, dass jene Gleichungen unter Voraussetzung gewisser gesetzmässiger Zustände erhalten wurden, die nur selten in Wirklichkeit zutreffen; es gilt dies insbesondere von der vorausgesetzten vollkommenen Gleichartigkeit der Masse, die bei den wenigsten Bodenarten in genügendem Grade vorhanden ist. Ausserdem kommt in Betracht, dass auch die Eigenschaften der Bodenarten durch äussere Umstände verändert werden können, und dass bei den in Rede stehenden theoretischen Entwickelungen, wie in allen ähnlichen Fällen, nicht alle auf Störung des Gleichgewichtes hinwirkenden Umstände rechnerisch zum Ausdruck gebracht werden können, so dass allein schon mit Rücksicht auf diese Tatsache ein gewisser Sicherheitskoeffizient dem theoretischen Ergebnisse zugefügt werden müsste. In der richtigen Bestimmung des Gesamtkoeffizienten für jeden gegebenen Fall liegt die Aufgabe des Ingenieurs, deren befriedigende Lösung ebensowohl theoretische Kenntnisse, wie auch vielseitige Erfahrungen mit ausgeführten Bauwerken voraussetzt.

Nach dem Gesagten ist bei Bemessung der Sicherheitszahl in erster Linie zu prüfen, inwieweit die Voraussetzung einer Gleichartigkeit der Masse als erfüllt angenommen werden darf; weiter sind im Hinblick darauf, dass Gewicht, Reibung und Kohäsion einer und derselben Bodenart öfteren Schwankungen unterliegen, für diese Grössen jene Werte in Rechnung zu stellen, bei denen der Gleichgewichtszustand am ehesten bedroht erscheint. Offenbar ist dies der Fall, wenn das den Absturz des Bruchprismas veranlassende Gewicht der Erde gross, die dem Absturz sich widersetzenden Kräfte Reibung und Kohäsion aber klein sind. Beides tritt nach den früher bezüglich g, τ und γ gemachten Angaben ein, wenn eine Durchweichung der Erdmassen, sei es durch Niederschlagswasser, oder durch Grund- und Quellwasser erfolgen kann. Es wird also zu überlegen sein, welches Mass von Sicherheit schon die natürliche Beschaffenheit der Bodenschichten zu bieten vermag, welcher Erfolg durch etwaige darauf bezügliche Verbesserungsmassregeln zu erzielen ist, wie beschaffen die in Aussicht genommenen Schutz-Vorkehrungen gegen äussere Angriffe der Böschungen sind u. dgl. m. Zu berücksichtigen ist endlich auch, dass Verwitterungsvorgänge und Frost vermindernd auf eine ursprünglich vorhandene Kohäsion hinwirken, dass sich in

Aufdämmungen gewöhnlich erst nach längerer Zeit ein grösseres Mass von Kohäsion ausbildet und dass der Einfluss von Erschütterungen, denen die Erdbauwerke vielfach ausgesetzt sind, in den Gleichungen nicht zum Ausdruck gekommen ist.

Im grossen und ganzen kann man unter der Voraussetzung, dass die Böschungen durch besondere Abdeckschichten gegen äussere Angriffe einigermassen geschützt sind, folgende Werte für das Böschungsverhältnis $\mathrm{tg}\,\varepsilon = \frac{b}{h}$ (Abb. 109) annehmen:

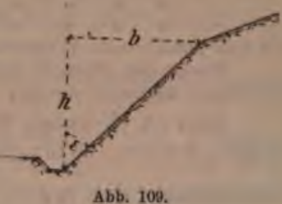


Abb. 109.

a) Einschnittsböschungen.

Wenn die Einschnittstiefen nicht mehr als 4—5 m betragen und die durchschnittenen Bodenschichten trocken gelagert sind,

bei Dammerde (Gartenerde, Humus) $\mathrm{tg}\,\varepsilon = 1{,}5$ ($1^1/_2$malige Böschung),
„ Sand $\mathrm{tg}\,\varepsilon = 1{,}5$,
„ lehmigen Erden $\mathrm{tg}\,\varepsilon = 1{,}25—1{,}00$ ($^3/_4$ bis 1 malg. Bösch.),
„ festgelagertem Kies $\mathrm{tg}\,\varepsilon = 1{,}25—1{,}00$

Vollkommen trockene Lagerung ist namentlich bei Lehm vorausgesetzt, sonst müssen die Böschungen wesentlich verflacht werden, doch lassen sich keine allgemeinen Bestimmungen hierüber treffen. Von Quellen durchzogene Lehm- oder Tonböden sind immer gefährlich.

In Felseinschnitten, bei wetterbeständigem Gestein und günstigen Schichtungsverhältnissen, können sehr steile Böschungen, bis $\mathrm{tg}\,\varepsilon = 0$ und selbst überhängend zur Anwendung gebracht werden. Kommen zwischen festen Bänken lose oder erweichbare Massen vor, so sind dieselben vorn an der Böschung auf eine gewisse Tiefe durch Mauerwerk zu ersetzen, um sie nach aussen hin abzuschliessen und gegen äussere Angriffe zu schützen, wie auch um die Felsbänke zu stützen, doch ist dabei für eine sichere Ableitung des hinter diesen Mauern sich sammelnden Wassers zu sorgen.

Verkleidmauern.

Feste, aber leicht verwitterbare Massen werden zuweilen flach abgeböscht, so wie es dem Verwitterungsergebnisse entsprechend ist. Verwitterbare, jedoch sonst tragfähige Felsschichten erhalten zweckmässig eine steile Böschung, die durch eine Verkleidungsmauer nach Abb. 110 vor Verwitterung geschützt wird.


Abb. 110.

In den „Instruktionen über die Bauausführung der Brennerbahn" II. Aufl. Innsbruck 1864/65 heisst es unter anderem:

§ 12. Verwitterbarem, jedoch tragfähigem Gesteine werden Verkleidungsmauern nach Abb. 110 vorgesetzt. Ist der Fels durch die ganze Länge oder ist der grösste Teil einer Einschnittslänge zu verkleiden, so wird die Verkleidungsmauer noch vor den Felsen, wenn eine solche aber nur auf kurze Strecken erforderlich ist, in die Flucht der Felswand gesetzt.

Sind über solchen Verkleidungsmauern noch stützende Futtermauern aufzuführen, so werden diese um die obere Stärke der Verkleidung zurückgesetzt und beide werden, um die aus ungleicher Setzung erfolgende Trennung zu verhüten, unabhängig voneinander gemauert. Solchen schwierigen Anlagen werden jedoch stets Felswände mit $^1/_8$ Anlauf zugrunde gelegt.

§ 39. Verkleidungsmauern von verwitterbarem, sich jedoch selbst tragendem Gesteine erhalten eine obere Mauerstärke

für eine Höhe von	1—10 Fuss	von 1,5 Fuss[1]),
„ „ „ „	10—20 „	„ 2,0 „
„ „ „ „	20 und darüber	„ 2,5 „

und eine zunehmende Verstärkung von $^1/_{10}$ h (Abb. 110).

Böschungen oberhalb derselben dürfen nicht auf ihre Vorder-, sondern müssen auf ihre Hinterkante angesetzt werden.

Kaven (Vorträge über Eisenbahnbau, II. Stützmauern und Steinbekleidungen, Aachen, 1875) gibt für die Verkleidmauern folgende Regeln unter der Voraussetzung, dass $\mathrm{tg}\,\varepsilon = \frac{1}{6}$ gewählt wird:

Bei Höhen bis h = 2 m von unten bis oben eine gleiche Stärke von 0,40 m,
von h = 2 bis h = 6 m „ „ „ „ „ „ „ „ 0,60 m,

wenn $h > 6$ m, eine obere Stärke gleich 0,7 m, untere Stärke $= 0{,}7 + \frac{1}{10}$ h.

Überschreiten die Einschnittstiefen das Mass von 4—5 m, was allerdings bei Strassen seltener der Fall ist, so müssen flachere Böschungen angewendet oder Bermen angeordnet werden. Bermen sind wagrechte oder nach innen geneigte Absätze, durch welche die sonst durchlaufende Böschung unterbrochen und abgetreppt wird. Sie werden in gegenseitigen Abständen von mindestens 3 m angebracht und erhalten eine kleinste Breite von etwa 0,5 m, die mit der Tiefe des Einschnittes wächst. Der Zweck solcher Bermen ist ein mehrfacher; sie sollen Stützpunkte für die zum Schutze der Böschungen aufzubringende Humus- oder Rasendecke bieten, das Zerreissen derselben durch abfliessendes Regenwasser einschränken, abbröckelnde Erdteilchen von den Einschnittsgräben fernhalten und auch als Fusswege bei der Bewirtschaftung ausgedehnter Böschungsflächen dienen. Erfüllen die Bermen den erwähnten Zweck unter Umständen in befriedigender Weise, so ist doch anderseits nicht zu verkennen, dass sie leicht Veranlassung zu Abrutschungen geben können, wenn nicht für eine sichere und rasche Abführung des auf sie gelangenden Niederschlagswassers gesorgt wird. Bermen sind hiernach als Entwässerungsvorrichtungen zu behandeln.

Wird es erforderlich, die Einschnittsböschungen steiler auszuführen, als es nach der Natur der durchschnittenen Bodenschichten zulässig ist, weil beispielsweise der zur Strassenanlage benötigte Platz beschränkt ist oder irgend welche andere Gründe dies verlangen, so müssen die später zu besprechenden Wand- oder Futtermauern zur Ausführung kommen.

b) Dammböschungen.

Von den gewöhnlich vorkommenden Bodenarten sind bekanntlich alle jene zur Herstellung von Dämmen ungeeignet, die durch Wasser erweicht oder aufgelöst werden. Wenn auch das Eindringen von Niederschlagswasser ins Innere der Erdmasse durch eine gute Bedeckung der Böschungen einigermassen verhindert wird, so ist doch eine stärkere Erweichung durch lang andauernde Regengüsse nicht zu vermeiden. Es werde vorausgesetzt, dass ungeeignete Bodenarten überhaupt nicht zur Verwendung kommen.

Dammböschungen werden im allgemeinen flacher als Einschnittsböschungen angenommen, weil man bei ihnen auf eine namhafte Kohäsion, wenigstens in der ersten Zeit nach ihrer Ausführung, gewöhnlich nicht rechnen kann.

---

[1]) 1 Fuss österr. = 0,316 m.

Bei mässigen Dammhöhen, bis etwa 5 m, und unter Voraussetzung einer gewöhnlichen, durch Besamung erzeugten Grasdecke kann man im allgemeinen für Dammerde und wohl auch für Sand $tg\,\varepsilon = 2{,}0$ (zweimalige Böschung) und für zulässige lehmige Erden und Kies $tg\,\varepsilon = 1{,}5$ (anderthalbmalige Böschung) festhalten.

Vergleicht man diese Angaben mit den früher zusammengestellten Werten des Reibungswinkels derselben Bodenarten, so erkennt man deutlich den vorhandenen Sicherheitsgrad, der besonders gross bei Humus und den lehmigen Erden ist, weil hierbei der leicht eintretenden Verwitterung und namentlich dem Umstande Rechnung getragen werden muss, dass die inneren Widerstandskräfte dieser Erden durch Wasserandrang merklich vermindert werden.

Etwas steilere Böschungen (etwa $1^1/_4$malige) könnten Dämme aus grobem Geröll und Steinbrocken erhalten.

Alle bisherigen Angaben über Böschungsverhältnisse gelten unter der Voraussetzung mässiger Dammhöhen bis etwa 5 m: niedrigere Dämme aus ungebundenen Materialien können etwas steiler gehalten werden, ja man kann solche auch mit einmaligen Böschungen anlegen, wenn man die Deckschichten aus Flachrasen[1]) bildet, der sich auf einen sicheren Fuss aus Kopfrasen stützt. Umgekehrt sind bei sehr hohen Dämmen flachere Böschungen ratsam; Bermen sind einigermassen bedenklich, da ihre Nachteile im Auftrage noch mehr wie im Abtrage hervortreten.

Steinsätze, Packungen

Bei grösserer Höhe lassen sich einmalige Böschungen ($tg\,\varepsilon = 1{,}0$) ausführen mit Hilfe von Steinsätzen (Packungen) aus Bruchsteinen, indem man aus letzteren, ohne Verwendung von Werkzeugen, lediglich durch lagerhaftes Zusammenordnen derselben, prismatische Körper an den Seiten des Dammkörpers aufschichtet. Diese Steinsätze werden entweder bis nahe an die Dammkrone aufgeführt, unter Umständen auch nach Abb. 111 niedriger gehalten. Nach innen können dieselben lotrecht begrenzt werden; ihr Umfang ergibt sich durch die Annahme ihrer oberen Breite, welche beispielsweise auf der Brennerbahn im Falle der Abb. 111 zu $d = 3 + \frac{h}{20}$ Fuss festgesetzt war. Die Lagerflächen der Steine werden in ihrem vorderen Teile ungefähr senkrecht zur Böschung gerichtet, nach hinten aber in die Wagrechte verzogen. Gut ist es, die Zwischenräume zwischen den einzelnen Steinen mit feinem Abtragsmateriale auszufüllen, vorausgesetzt, dass eine strenge Bauaufsicht geübt werden kann. Besondere Sorgfalt muss auf die vordersten, in der Böschungsfläche liegenden Steine verwendet werden, so dass dieselben nahezu eine rauhe Pflasterfläche darstellen. Sollte ein Teil der im Einschnitt gewonnenen Steine nicht frostbeständig sein, so könnte man den Körper der Packung in der beschriebenen Weise bilden und nach erfolgter Setzung desselben eine Deckschichte aus den besseren Stücken oben aufbringen. Der Raum zwischen beider-



Abb. 111.

[1]) Siehe: 4. Bedeckung der Böschungen S. 276.

seitigen Steinsätzen wird in dem Masse, als deren Aufbau fortschreitet, in gewöhnlicher Weise mit dem verfügbaren Füllmaterial zugeschüttet.

Nach den Bestimmungen über die Bauausführung der Brennerbahn, die schon wiederholt angezogen wurden, sollen unter Steinsätzen an steilen Lehnen (Abb. 112) keine oder nur sehr beschränkte Abstufungen vorgenommen werden, weil diese zu unregelmässigen Setzungen und Trennungen im Verbande des Dammes Veranlassung geben können. In der Regel genüge es, dass die Bodendecke aufgehackt werde, um glatte Lagerflächen zu beseitigen. Bei Steinsätzen nach Art der Abb. 112 werden die Steine am besten rechtwinkelig zur Böschung geschichtet; im oberen Teile sind einige Stufen einzuschneiden, um einen Übergang in der Steinschichtung zu erzielen. Die Höhe solcher Stufen soll jedoch nicht grösser sein als ihre Breite, und durch Neigung ihrer Sohle nach aussen soll die Abwässerung ermöglicht werden. Auch der Fuss dieser, wie der Steinpackungen überhaupt, ist nötigenfalls durch Sickerdohlen zu entwässern. Mit Bezug auf die Abb. 112 ist die Stärke der Packung

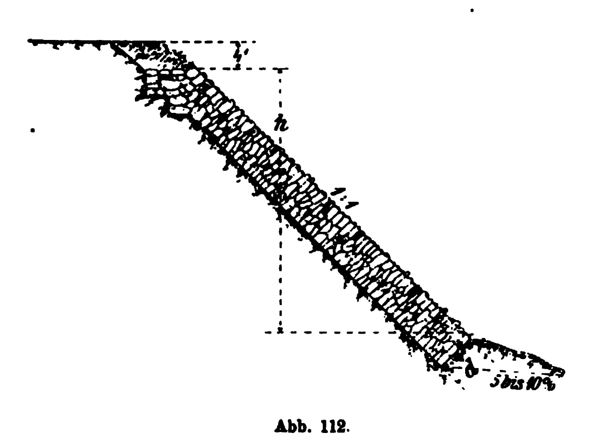


Abb. 112.

$d = 3' + \frac{h}{10}$ gewählt.

In der Hauptsache übereinstimmend damit sind die für die Gotthardbahn entworfenen Bestimmungen (Rapports du Conseil fédéral suisse etc.; Rapp. trimestriel Nr. 26).

Die zuletzt besprochenen Steinpackungen gestatten die Anlage der Böschungen unter 45°. Noch steilere Böschungen lassen sich nur mit Mauerwerkskörpern erzielen, die Trockenmauern und Mörtel- oder Betonmauern sein können.

Trocken-Mauern. Bei Trockenmauern werden die mit dem Hammer zugerichteten und gut zusammengepassten Steine regelrecht in Verband gesetzt, mit Steinsplittern verzwickt und ihre Zwischenräume mit feinem Material ausgefüllt. Zuweilen bettet man die Steine in Moos, doch ist dies nicht unbedingt zu empfehlen, auch die Verwendung von lehmiger Erde als eine Art Mörtel verlangt jedenfalls eine sehr gute Entwässerung des ganzen Mauerkörpers. Sind grosse, lagerhafte und frostbeständige Steine zur Verfügung, so kann die Vorderböschung der Mauer bei Höhen bis zu 5 und 6 m $^1/_2$ malig angenommen werden. Dieselbe Neigung gibt man auch der Rückwand, soweit sich dieselbe an gewachsenen Boden lehnt, sonst macht man letztere mindestens lotrecht. Ihre Lagerflächen werden senkrecht zur Vorderböschung gerichtet, dieselben laufen am besten alle durch die ganze Mauertiefe durch; kann dies der Beschaffenheit der Steine wegen nicht geschehen, so wird man wenigstens möglichst oft eine Abgleichung zu erzielen suchen. Über die Dicke der Mauern aus trocken gefügten Bruchsteinen sind nicht leicht allgemeine Regeln aufzustellen, weil es dabei wesentlich auf die Grösse der zur Verfügung stehenden Stücke und auf ihre Lagerhaftigkeit ankommt. Als ausführbares Kleinstmass kann wohl 0,60 m bezeichnet werden, ausserdem wird es zu rechtfertigen sein, die mit der Höhe wechselnde Mauer-

dicke entsprechend grösser zu nehmen als für eine unter gleichen Umständen ausgeführte gemörtelte Mauer. Weitere Anhaltspunkte mag die Tatsache gewähren, dass man z. B. auf der Brennerbahn das in Abb. 113 eingeschriebene Mass $d = 3 + \frac{h}{6}$ Fuss genommen hat, wobei jedoch nicht übersehen werden darf, dass die dortigen Mauern sehr bedeutende Erschütterungen durch die schweren und schnell fahrenden Bahnzüge auszuhalten haben. Bei bedeutender Höhe der Böschung ist eine Verbindung der Trockenmauern mit Steinsätzen zweckmässig. Auch hierfür können die Bestimmungen der Brennerbahn Anhaltspunkte liefern. Es heisst dort unter anderem: Zweidrittelfüssige, trockene Böschungsmauern sind zulässig an steilen Talwänden, wo gutes Material zur Verfügung steht, jedoch nur bis zu 30 Fuss Höhe. Bei grösserer Höhe ist die Böschung solcher Trockenmauern zu brechen und der untere Teil mit vierfünftelfüssiger Anlage zu versehen. Der Kern ist als Steinsatz zu behandeln. Das Mauerhaupt kann Bossen erhalten. Die Abmessungen sind aus Abb. 114 zu ersehen. Sie sind in der Regel bis zur Höhe der Dammkrone zu führen. Überschüttungen dürfen nicht höher als 4 Fuss sein. Der innere Steinsatz wird der unvermeidlichen Senkungen halber verstärkt ausgeführt. Die liegende Mauer wird selbstverständlich ohne Verstärkung dem verbreiterten Steindamme steiler vorgesetzt. Besonders mag noch darauf aufmerksam gemacht werden, dass die Trockenmauer und der gepackte Steinkörper nicht in Verband miteinander stehen, damit sich beide Teile unabhängig voneinander setzen können.

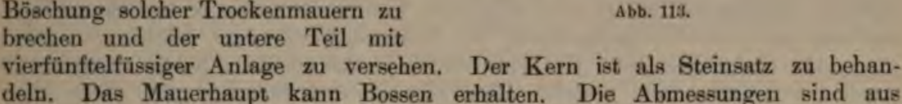


Abb. 113.

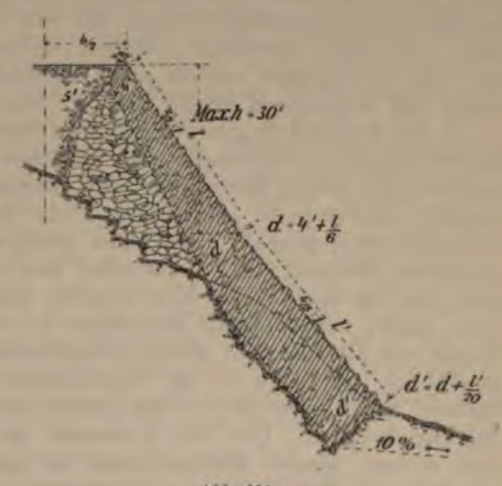


Abb. 114.

Kleinere Werte als 0,5 für tg ε nimmt man bei Trockenmauern gewöhnlich nicht an; sind also steilere Böschungen notwendig, so geht man auf Mörtelmauern über. Dasselbe findet statt, wenn Bruchsteine nicht die erforderliche Lagerhaftigkeit besitzen und deshalb allzustarke Drucksteigerungen an einzelnen Punkten unvermeidlich sind. Von diesen Mauern ist im Abschnitte „Kunstbauten“ besonders die Rede.

Gesetzliche Bestimmungen über Böschungs-Anlagen.

Die Preussische Instruktion vom 17. Mai 1871 bestimmte:

§ 22. Alle Aufträge in reinem Sandboden, sofern die Böschungen nicht mit guter Erde bedeckt werden, erhalten eine zweifache, in anderen Bodenarten eine 1½fache Anlage.

Den Abträgen ist nach Beschaffenheit des Bodens oder Felsens eine etwas steilere Anlage zu geben, doch darf nur in besonders festen Felsarten unter ½fache Anlage herabgegangen werden.

In niedrigen Einschnitten sind dagegen zur Verhütung von Schneeverwehungen die Böschungen abzuflachen.

§ 23. Strassendämme über moorigem oder nachgiebigem Untergrunde sind mit breiten Banketts, welche bis zum höchsten Wasserstande reichen, herzustellen.

In denjenigen Fällen, in welchen die Strasse den Hochwasserfluten oder dem Wellenschlage ausgesetzt ist, ist auf flache Böschungen oder geeignete Befestigung Bedacht zu nehmen.

In der bayerischen Ministerial-Entschliessung vom 26. März 1874, Nr. 3724 heisst es einfach, dass die Böschungen der Strassengräben in der Regel $1^1/_2$-malig und die Erdböschungen der Strassendämme und Einschnitte je nach der Bodenart $1^1/_4$ bis 2malig hergestellt werden sollen.

4. Bedeckung der Böschungen.

In den vorstehenden Besprechungen war wiederholt von den Schutzdecken die Rede, die die Böschungen zu erhalten haben und die, wie hier hinzugesetzt werden soll, tunlichst bald nach Fertigstellung der Dämme und Einschnitte zur Ausführung kommen müssen. Wie gelegentlich schon angedeutet worden, soll durch dieselben in erster Linie der Angriff von Niederschlagswasser, Luft, Frost u. dgl. auf das Bauwerk abgehalten, oder doch wenigstens gemildert und dadurch Gleichgewichtsstörungen möglichst verhütet werden; in manchen Fällen hat man auch die Nutzbarmachung der Böschungsflächen im Auge.

Am einfachsten lässt sich eine solche Decke erzielen, indem man die im Rauhen hergestellte und geebnete Böschung mit einer Schichte guter Erde überzieht und diese besät oder bepflanzt, statt dessen kann man einen Belag aus vorhandenen Rasenstücken bilden mit oder ohne Benützung einer Humusunterlage, und einen besonders kräftigen Schutz gewähren Pflasterdecken. Nicht ganz übereinstimmend mit den genannten Bedeckungsarten, aber doch als Schutzmittel der Böschungen hierher gehörig, sind die Flechtzaunanlagen.

Besamung, Bepflanzung.

Die Begrünung der Böschungen durch Ansäen oder Anpflanzen erfordert in der Regel das Aufbringen einer Schichte guter Erde, da nur selten das Einschnitt- oder Damm-Material an sich fruchtbar genug ist, um den Humus entbehrlich erscheinen zu lassen. Die Dicke der aufzubringenden Erdschichte wird nach Bedürfnis gewählt, wohl kaum geringer als 15 cm, wenigstens bei ungebundenem Material. Bei anderthalb- und fünfviertelmaligen Böschungsanlagen hält sich die aufgebrachte Erde ziemlich gut, doch ist es immerhin empfehlenswert, flache, treppenförmige Einschnitte zu machen (oder Stützpunkte durch Annageln von Rasenstreifen mittels Holzpflöcken zu schaffen). Steindämme werden gewöhnlich nur dann in der beschriebenen Weise begrünt, wenn das Steinmaterial verwitterbar ist und wenigstens fünfviertelmalige Böschungen zur Ausführung kommen. Um den Verbrauch an guter Erde einzuschränken, wird man suchen, feineres Abtragsmaterial zu oberst auf die Böschung zu bringen, das dann die Hohlräume daselbst ausfüllt. Den zur Begrünung zu verwendenden Samen mengt man gewöhnlich aus mehreren Sorten, die unter verschiedenen Witterungsverhältnissen gedeihen, so dass man mit grösserer Sicherheit das Zustandekommen einer Grasnarbe erwarten kann.

Berasung

Wenn Böschungen den Angriffen fliessenden Wassers ausgesetzt sind, so ist die Erzielung einer Rasendecke durch Ansäen entweder an sich unmöglich, oder die auf solche Weise zu erzeugende Narbe wäre nicht genügend widerstandsfähig. In solchen Fällen bildet man die Deckschichte aus vorhandenem Rasen, indem man die meist quadratisch abgestochenen Stücke von etwa 0,30 m Seite mit wechselnden Fugen flach nebeneinander verlegt und einzelne derselben mit Pfählen befestigt (Flachrasen). Wäre der Untergrund so beschaffen, dass das Anwachsen des Rasens nicht erwartet werden könnte, so müsste man

zuerst noch Humus aufbringen. Eine viel widerstandsfähigere Schichte wird durch Anordnung von Kopfrasen erzielt, indem man die Stücke schief oder senkrecht zur Böschungslinie zusammenlegt, so dass die Dicke der Schichte gleich der Seitenlänge der Rasenstücke wird.

Pflasterung.

Den wirksamsten Schutz gewähren Pflasterdecken aus Bruchsteinen oder unter Umständen aus hart gebrannten Ziegeln, die bei gesteigerten äusseren Angriffen, namentlich wenn dieselben durch fliessendes oder vom Wind bewegtes Wasser ausgeübt werden, am Platze sind. Was das Bruchsteinpflaster betrifft, so werden die einzelnen Stücke passend ausgewählt, an den Lager- und Stossflächen mit dem Hammer wenig gerichtet und durchaus als Binder so zusammengesetzt, dass sie eine rauhe Fläche bilden. Die sichtbaren Kopfflächen der Steine bleiben gewöhnlich unbearbeitet, manchmal lässt man sie auch bossenartig vorspringen. Die Pflastersteine werden entweder ohne besondere Bettungsschichte versetzt, oder erhalten eine Unterlage von Sand oder Kies. Die Fugen zwischen den einzelnen Steinen dürfen nicht zu weit sein (etwa 20—25 mm) und werden mit Humus ausgefüllt, um das Auswachsen von Gras zu befördern. Um das Eindringen von Wasser in die Fugen, das Ausspülen derselben und Einwirkungen auf die darunter liegende Erdmasse zu vermeiden, wird manchmal unter der Pflasterung eine Lehmschichte aufgebracht und die Fugen mit Moos ausgestopft. Wichtig für den Bestand der Pflasterdecke ist es, den Fuss derselben durch einen Steinwurf, oder wenigstens mit Hilfe grösserer, tief eingreifender Steinstücke vor dem Ausweichen zu schützen.

Aus den Pflasterungen entwickeln sich in besonderen Fällen die Bekleidungsmauern, von denen früher schon die Rede war.

Flechtwerke.

Was endlich die oben an letzter Stelle genannten Flechtzäune oder Flechtwerke betrifft, so ist deren hauptsächlicher Zweck, Böschungen, die zur Rutschung geneigt sind, so lange zu sichern, bis die Verwurzelung endgültig geplanter Rasendecken oder irgendwelcher Anpflanzungen so weit gediehen ist, dass sie den von ihnen erwarteten Schutz zu gewähren vermögen. Ein solcher Flechtzaun besteht aus reihenweise eingeschlagenen Pfählen von ungeschältem Rundholz von 0,5—2,0 m Länge, die man senkrecht zur Böschung auf etwas mehr als die Hälfte ihrer Länge einschlägt, und aus langem frischen Reissig, mit dem jene umflochten werden, nachdem dessen starkes Ende in den Boden eingesteckt wurde. Zu den Pfählen, wie auch zu den Flechtruten verwendet man grünes Weiden- oder Erlenholz, weil man wünschen muss, dass dieselben ebenfalls Wurzeln schlagen und auf die Dauer wirksam bleiben. Über die Ausführung gilt folgendes[1]): Man legt die Flechtwerke in verschiedener Weise an. Entweder werden Quadrate von 1—3—5 m Seitenlänge auf der Böschung hergestellt[2]) (sogenannte Kreuzflechtwerke), oder in solchen Abständen parallele, wagrechte Stränge gezogen, die man in Zwischenräumen durch senkrechte Querstränge verbindet (sogenannte Parallelflechtwerke). Beide Arten haben Nachteile, sie mögen bei Böschungen angewendet werden, auf denen bloss Niederschlagswasser abläuft, oder auf solchen längs eines fliessenden Gewässers. Beim Kreuzflechtwerk läuft das Wasser im ersten Fall an den Knotenpunkten zusammen, bricht daselbst aus und reisst durch, während im zweiten Falle die Strömung zu plötzlich in ihrem Laufe gehindert wird und daher zu Auswaschungen Veranlassung gibt. Beim wagrechten Parallelflechtwerk versitzt im ersten Falle ein Teil des Wassers hinter dem Flechtwerkstrang, erweicht den Grund, worin

---

[1]) Kreuter, Flechtwerke in der Enzyklopädie des gesamten Eisenbahnwesens von Röll, Wien.

[2]) Die eine Diagonale ist ungefähr wagrecht zu denken.

die Pfähle stecken und gibt zu vereinzelten, aber oft sehr bedenklichen Abrutschungen Anlass, während im zweiten Falle parallele Gerinne entstehen, in denen das Wasser die Sohle vertieft, bei vorhandenen Quersträngen einen Überfall bildet und die Flechtzäune durchreisst. Die aus vermeintlich ökonomischen Gründen vielfach angewendete Art von Parallelflechtwerken dürfte sich also kaum empfehlen. Dagegen hat sich das System der geneigten Parallelflechtwerke gut bewährt. Zwischen zwei Randeinfassssträngen, wie beim Kreuzflechtwerk, sind die parallelen Zwischenstränge eingefügt, die ganz sanft abfallen. Durch sie wird den Niederschlägen ein allmählicher Abfall ermöglicht und anderseits an fliessenden Gewässern die Strömung längs der Ufer allmählich in ihrem Laufe derart aufgehalten, dass Flechtanlagen dieser Art, bei zweckmässig gewählter Neigung, nach einigen Hochwässern völlig zugeschwemmt sind. Die Felder zwischen den Flechtzäunen füllt man mit Erde aus und besamt sie, belegt sie mit Rasen, oder besteckt sie an Ufer- und Dammfussböschungen im Überflutungsgebiete reihenweise mit frischen Weidenstecklingen. Wenn Flechtzäune an Uferböschungen (bei Verlegungen von Wasserläufen längs der Bahn) angewendet werden, so führt man am Fusse einen besonders kräftigen Strang hin, der auf der Wasserseite einen Steinwurf erhält.

b) Konstruktion der Gräben und Rinnen.

Strassengräben.

An Strassen ausserhalb der Städte werden Böschungen und Sohle der Gräben im allgemeinen begrünt, in gleicher Weise wie die übrigen Damm- und Einschnittsböschungen durch Ansäen aufgebrachter Humusschichten. Ist zu befürchten, dass auf solche Weise eine genügend widerstandsfähige Grasnarbe nicht zu erzielen ist, so geht man auf Rasenbeläge über, die man auch sonst gerne in Einschnitten am Fusse der hier den Graben begrenzenden Hauptböschung anbringt, um letztere vor Unterspülung zu schützen. Pflasterungen werden bei starker Sohlneigung ausgeführt, wenn ohne solche Befestigung eine Beschädigung des Grabens durch das rasch abfliessende Wasser erwartet werden müsste, ausserdem aber auch bei geringem Gefälle der Grabensohle, um manche Bodenarten vor Erweichung oder Auflösung durch Wasser zu bewahren, wenn Überzüge der Flächen mit lehmigen Erden nicht genügen sollten. Pflasterungen der letzten Art werden aus kleineren Steinen hergestellt, die man zuweilen auf einer wasserundurchlässigen Schichte versetzt, während man den heftigen Angriffen von Wildbächen und dergleichen durch Verwendung sehr grosser Pflasterstücke zu begegnen sucht. Besondere Beachtung verdienen die sogenannten Abfallrinnen, die quer über die Böschungen angelegt werden, um Wasser aus den Hintergräben oder Quellwasser nach den Einschnittsgräben oder Durchlässen zu führen. Bei ihrem starken Gefälle können sie einen ziemlich kleinen, gewöhnlich muldenartigen Querschnitt erhalten, müssen aber stark befestigt und gegen Abrutschung geschützt werden. Dementsprechend stellt man das Gerinne durch Pflasterung oder aber aus Mauerwerk her, dem man durch treppenförmige Bildung seiner Unterfläche Stützpunkte im Boden zu verschaffen sucht.

Die Entwässerung städtischer Strassen erfolgt fast immer durch Rinnen, die zwischen Fahrbahn und Fussweg angeordnet sind. Eine gleichzeitige Entwässerung des Untergrundes wird hierdurch allerdings nicht erzielt, doch ist dies bei der sorgfältigen Ausführung städtischer Strassen und den gewöhnlichen Befestigungsweisen derselben auch nicht notwendig.

Nicht immer wird ein besonderer Rinnenquerschnitt gebildet, sondern für den Abfluss des Wassers die Ecke für genügend angesehen, die sich beim Zusammenschluss der Fahrbahnoberfläche mit der Seitenfläche des Randsteins

ergibt (Abb. 54). Häufiger erhält die Rinne einen, wenn auch kleinen Fassungsraum, nach Abb. 115 durch Pflasterung, indem man die Rinnensohle um etwa 2 cm tiefer legt, so dass die Räder der dicht am Randstein hinfahrenden Fahrzeuge ohne Schwierigkeit wieder aus der Rinne herauskommen können; Abb. 116 zeigt die Bildung einer seichten Rinne bei Verwendung von Formstücken. Bei asphaltierten Strassen hat man die Asphaltdecke der Fahrbahn öfters an den Randstein des Fussweges anstossen lassen; da aber aus den auf Seite 245 angegebenen Gründen, Stampfasphalt in den Strassenrinnen von Wasser angegriffen wird, so zieht man jetzt vor, zur Rinnenbildung gepresste Asphaltplatten zu verwenden, die in Zementmörtel, Gussasphalt oder dergl. verlegt werden. In manchen Städten hat man auch gebrannte Tonplatten auf Zementmörtel verwendet.

Der Übergang der Fahrzeuge quer über die Fusswege, bei den sogenannten Einfahrten in die Häuser, lässt sich auf verschiedene Weise mehr oder weniger zweckentsprechend ermöglichen. Abgesehen von dem Auskunftsmittel, wobei jedesmal ein Holz von keilförmigem Querschnitt vor den Randstein gelegt und damit eine schiefe Ebene von der Fahrbahn zum Fussweg gebildet wird, verfährt man in der Art, dass man

1. die Randsteinkante auf Einfahrtsbreite abschrägt,
2. eine flache Mulde im Belag und der Einfassung des Fussweges anlegt,
3. eine Überdeckung der Strassenrinne mittels geriffelten Eisenbleches u. dgl., beispielsweise nach Abb. 117 anordnet, oder
4. Fahrbahn samt Rinne auf die erforderliche Breite entsprechend erhöht.

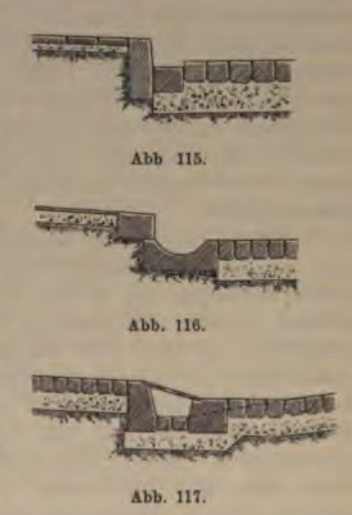


Abb 115.

Abb. 116.

Abb. 117.

Durch die unter 1. und 2. genannten Anlagen wird der Verkehr auf dem Fusswege, durch die unter 3. und 4. aufgeführten der Wagenverkehr beeinträchtigt. Im allgemeinen werden also je nach Umständen die einen oder anderen Anlagen empfehlenswert sein; in der Regel allerdings wird man veranlasst werden, das ungehinderte Fahren der Wagen längs den Fusswegen zu ermöglichen und dafür eine gewisse Erschwerung des Fussgängerverkehrs zuzulassen. Man wird dann die zweite Anlage bevorzugen, die, sobald die Mulde genügend flach angelegt ist, wohl zulässig erscheint, wenn letztere auch zur Winterszeit bei glatten Belägen Missstände zu veranlassen vermag.

c) Ausführung der Einschnitte und Dämme. Massregeln zum Schutze derselben.

Ausführung der Einschnitte und Dämme.

Ehe an die Herstellung von Einschnitten und Dämmen gegangen werden kann, sind mehrere Vorbereitungen zu treffen. Im weiteren Sinne gehören dahin, abgesehen von der Vergebung der Arbeiten an Unternehmer, die Herbeiziehung und Aufnahme von Hilfspersonal und Handarbeitern, unter Umständen Vorkehrungen zu deren Unterbringung und Verpflegung, sowie eine Reihe anderer, damit zusammenhängender Verwaltungsmassregeln, weiter hat der etwa aufgestellte

Unternehmer oder die auf eigene Rechnung bauende Verwaltung für Einrichtung der Werkplätze, Herstellung der erforderlichen Gebäulichkeiten, Anschaffung von Werkzeugen und Geräten u. dgl. m. zu sorgen. Insbesondere aber sind noch Absteckungen, sowie gewisse Zubereitungen mancher Bodenstellen erforderlich. Von letzteren ist bei den Schutzmassregeln die Rede, über erstere ist an dieser Stelle einiges zu sagen.

Absteckungsarbeiten.

Soll der Einschnitt oder der Damm in richtiger Form zustande kommen, so müssen sichere Anhaltspunkte für die Lage der Böschungen gegeben sein. Man gewährt solche in einfacher Weise durch sogenannte Lattenprofile, deren gewöhnlich zwei in jedem Strassenquerschnitte, am oberen Rande der Einschnitte, bezw. am Fusse der Dämme hergestellt werden. Ein Lattenprofil einfachster Art besteht aus zwei Pfählen, die mit einem gegenseitigen Abstande von etwa 1,0 m in der Querschnittsrichtung eingeschlagen werden und einem, seitlich an dieselben angenagelten Lattenstück, dessen untere Kante mit der auszuführenden Böschungsfläche zusammenfällt. Mit Hilfe der schon zum Zwecke der Massenberechnung gezeichneten Querschnitte des Strassenkörpers kann eine passende Entfernung der Pfähle von dessen Achse gewählt, sodann die Höhenlage der auf sie treffenden Böschungspunkte aus den bekannten Boden- und Strassenkoten, der Kronenbreite und dem Böschungsverhältnis berechnet und die so bestimmten Punkte mit Hilfe eines Nivellierinstruments und unter Benützung einer Setzwage auf die Pfähle übertragen werden. In ähnlicher Weise erfolgt die Absteckung der Gräben innerhalb der Einschnitte, nachdem diese bis auf ihre Sohle ausgehoben wurden, und die Höhe der Dämme lässt sich durch Stangen mit wagrecht angenagelten Lattenstücken angeben. Nach dem Gesagten bietet endlich auch die Absteckung zusammengesetzter Lattenprofile keine Schwierigkeit.

Dammsetzungen

Da aufgeschüttete Massen sich im Laufe der Zeit znsammensetzen, so wird es nötig, die Dämme von vornherein höher und breiter, also ihre Böschungen steiler anzulegen, als es den Plänen nach beabsichtigt ist. Das Mass der Überhöhung ist von verschiedenen Umständen abhängig, vor allem von der Dammhöhe und der Art und Beschaffenheit des Füllmaterials, dann auch von der Bodenform, der Art des Schüttungsverfahrens und den Witterungsverhältnissen, bei denen der Damm-Aufbau erfolgt. Die gegebenenfalls anzuwendende Überhöhung lässt sich nur auf Grund besonderer Erwägungen bestimmen, doch können z. B. die von Winkler[1]) angegebenen Masse einigen Anhalt gewähren. Nach ihm wäre bei nahezu wagrechtem Bodenquerschnitt für Steinschüttung, sandigen Boden, Dammerde und lehmigen oder tonigen Boden das Überhöhungsmass Δh bezw. zu $^1/_{40}h$, $^1/_{23}h$, $^1/_{14}h$ und $^1/_{12}h$ anzunehmen, ($h =$ Dammhöhe). Bei quer abfallendem Boden sind die in verschiedener Höhe gelegenen Dammkanten auch verschieden stark zu überhöhen. Die überhöhte Dammkrone erhält die plangemässe Breite.

Die Ausführung der Dämme und Einschnitte beginnt damit, dass man auf den Bauflächen soviel Humus und Rasen abhebt, als später zur Bedeckung der Böschungen usw. erforderlich wird, und diese Materialien bis zu ihrer späteren Verwendung seitlich ablagert. Ausserdem werden Wurzelstöcke beseitigt und an solchen Bodenstellen, die zur unmittelbaren Aufnahme der Dämme nicht geeignet sind, die erforderlichen Gründungs- und Entwässerungsarbeiten vorgenommen.

Ausführung der Einschnitte.

Bei Ausbeutung der Einschnitte hat man besonders darauf zu sehen, dass viele Angriffsstellen gewonnen und eine grössere Anzahl Beförderungsgefässe in

[1]) Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, V. Heft, Der Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877, S. 218.

Betrieb gesetzt werden können, ausserdem wird man durchweichte Erdschichten vor dem Abgraben trocken zu legen und neue Durchweichungen durch rasches Ableiten des auftretenden Grund- und Tagwassers zu verhüten suchen. Besonders förderlich für die Ausbeutung ist es, wenn die Abgrabung von Längsschlitzen aus erfolgt, so dass die Abtragswände parallel zur Einschnittsachse gerichtet sind. Der Angriff beginnt dann gewöhnlich an der Bodenoberfläche; man führt Schlitze von einigen Metern Tiefe aus, erweitert dieselben auf Einschnittsbreite unter seitlicher Verschiebung der Transportbahn und wiederholt dieses Verfahren, bis die Sohle des Einschnitts erreicht ist. Zur Herstellung des ersten Schlitzes wird eine Bohlenbahn für Schubkarren, oder ein Schienengleis für Rollwagen zunächst unmittelbar auf dem Boden verlegt, falls dessen Steigung in der Fahrrichtung nicht zu bedeutend ist, und eine allmähliche Senkung der Bahn erzielt, indem man unter Umständen zur Seite derselben einen Graben aushebt, das dabei anfallende Material auf dem Gleise fortschafft, hierauf das Gleis in den Graben verlegt und an seiner bisherigen Auflagerfläche in die Tiefe arbeitet. Ist so neuerdings ein Längsgraben gebildet, dessen Sohle tiefer liegt als die Transportbahn in ihrer jetzigen Lage, so wird letztere zurückverlegt und in dieser Weise fortgefahren, bis die seitlichen Böschungen des Schlitzes eine dem vorliegenden Bodenmaterial und der Sicherheit der Arbeiter entsprechende Höhe und gleichzeitig die Sohle ein für die gewählte Transportart erwünschtes Gefälle hat. Je nach der Art des Einschnittsmateriales kann jedoch die Senkung der Bahn auch in anderer Weise erfolgen. Bei sandigen, leicht zu lösenden Schichten z. B. unterbleibt die wiederholte seitliche Verschiebung des Gleises, man senkt dieses vielmehr nur in lotrechter Richtung, indem man die Sandmassen zu beiden Seiten desselben und auch unter ihm soweit beseitigt, dass sie eben noch die erforderliche Unterlage darbieten, schliesslich aber auch diese entfernt, nachdem die zuerst gelösten Massen weggeschafft worden.

Nach Herstellung des ersten Schlitzes in der einen oder anderen Weise erfolgt die früher erwähnte Erweiterung desselben nach der Breite. Hierbei kommt die Art des Einschnittsmaterials unter anderem auch insofern in Betracht, als bei leicht zu ladenden Massen die Abtragswand bis zur Sohle des Schlitzes herabreicht, während bei schweren Massen und namentlich in Felseinschnitten Ladebankette in Wagenbodenhöhe angelegt werden, um ein Heben der Massen beim Einladen tunlich zu vermeiden. Im übrigen bedingen die Schichtungsverhältnisse der Bänke in Felseinschnitten mancherlei Rücksichten und Vorkehrungen.

Besitzt die Bodenoberfläche in Richtung der Einschnittsachse ein stärkeres Gefäll, so dass die Transportbahn nicht ohneweiters darauf verlegt werden kann, so sucht man den ersten Längsgraben mit passender Sohlneigung auf irgend eine Weise herzustellen, worauf dann dessen weitere Ausbildung folgt; bei grösseren Erdbewegungen kann es sich auch empfehlen, starke Höhenunterschiede mittels Seilbahnanlagen zu überwinden. Öfter aber wird man dazu kommen, zur Erzielung einer grösseren Längenentwickelung die Abtragswände senkrecht oder schief zur Einschnittsachse anzulegen nnd den Einschnitt „vor Kopf“ in Angriff zu nehmen, wobei man zur Beschleunigung der Arbeit in mehreren Absätzen übereinander vorgehen kann. Auch hierbei sind die Schichtungsverhältnisse von wesentlichem Einfluss; als günstig ist es zu bezeichnen, wenn stark fallende Schichten in der Querprofilrichtung streichen. Diese wenigen Bemerkungen mögen hier genügen, da sich der Arbeitsbetrieb in den Strasseneinschnitten bei deren meist geringen Grösse auch in der Regel ziemlich einfach gestaltet.

Was die Herstellung der Dämme betrifft, so muss zunächst hervorgehoben

Ausführung der Dämme

werden, dass alle Körper, die durch Verwesung zur Bildung von Hohlräumen Veranlassung geben könnten, aus der Auftragsmasse ferne gehalten und Hohlräume, die sich durch Übereinanderlagerung von Steinbrocken bilden, durch Auseinanderziehen derselben und Zwischenschütten von feinerem Material tunlichst ausgefüllt werden sollen. Im Winter darf nur gearbeitet werden, wenn Schnee und Eis beseitigt und gefrorene Bodenstücke sorgfältig vermieden werden können.

Beim Aufbau der Dämme ist dafür zu sorgen, dass die Transportgefässe rasch entleert werden können und die Lagerung der Schüttmassen in solcher Weise erfolgt, dass der Bestand des Erdbauwerkes vollkommen sichergestellt erscheint. Dieser Aufbau geschieht entweder in niedrigen, nahezu wagrechten, durch die ganze Breite des Dammes reichenden Schichten (Lagenschüttung) oder in wenigen und dementsprechend hohen Schichten, zuweilen auch sofort auf die ganze Höhe; hierbei unterscheidet man Kopfschüttung und Seitenschüttung, je nachdem die Entleerung der Beförderungsgefässe in der Richtung der Dammachse, oder nach der Seite hin erfolgt. Durch Auftragen des Füllmaterials in dünnen, quer durchgreifenden Schichten, die lediglich durch wiederholtes Verlegen der Bohlenbahnen und Gleise oder durch Anstampfen auch noch künstlich gedichtet werden, lässt sich begreiflicherweise ein besseres Ergebnis erzielen, als durch Kopf- und Seitenschüttung, wobei sich die entleerten Massen nach natürlichen Böschungsflächen übereinander lagern, so dass wenigstens bei Ausführung der Seitenschüttung leichter Abrutschungen eintreten können und auch stärkere Dammsetzungen erwartet werden müssen, falls nicht durch Schüttung von hohen Gerüsten aus eine Verdichtung herbeigeführt wird. Im allgemeinen wird deshalb die Lagenschüttung zunächst dort am Platze sein, wo es sich um Erzielung grösserer Sicherheit, oder um eine besonders sorgfältige Ausführung handelt, z. B. bei Verwendung weniger guten Damm-Materials, Herstellung von Dämmen auf abschüssigem Boden, Überfüllung von Kunstbauten u. dgl. m. Bei Anwendung der Kopf- und Seitenschüttung kann verschieden vorgegangen werden: Manchmal verlegt man von der Stelle aus, wo Damm und Einschnitt ineinander übergehen, wenn möglich unmittelbar auf dem Boden, oder nachdem derselbe vorher zubereitet worden, ein längeres Gleis und bildete eine Schichte lediglich bei seitlicher Verschiebung des Gleises. Auf diese wird alsdann eine zweite Schichte aufgesetzt, wobei man die zuerst gewöhnlich sehr starke Bahnneigung entsprechend zu ermässigen sucht, und so bis zur Kronenhöhe des Dammes fortfährt. Die Höhe der Schichten wird je nach Umständen verschieden, immer aber tunlich gross gewählt.

Ist die Schichtenbreite bedeutend, so tritt öfters eine Abänderung des beschriebenen Verfahrens ein, indem man zuerst einen schmalen Damm mit Kopfschüttung ausführt und daran die Hauptmasse des Auftrags mit Seitenschüttung anfügt.

Die reine Kopfschüttung, wobei jede Dammschichte in ganzer Breite in der Richtung ihrer Langsachse vorgetrieben wird, [illegible] Drehscheiben, [illegible] Seiten der Verkipper zur Verwendung [illegible] erfordert ebenfalls einen grösseren Zeitaufwand [illegible]

[illegible]

wieder herausgenommen werden, übrigens gibt das Verbleiben der genannten Holzteile im Dammkörper zu keinem Bedenken Anlass.

Beim Strassenbau liegen die Verhältnisse bei der Kleinheit der zu bewegenden Massen und den üblichen Beförderungsweisen meist ziemlich einfach, so dass sich gewöhnlich ein Aufbau der Dämme in Lagen von selbst ergibt. Trotzdem wird es sich empfehlen, vor Aufbringen des Oberbaues das Setzen des fertiggestellten Damm-Unterbaues abzuwarten, oder ihn, wenn die hierzu erforderliche Zeit fehlen sollte, besonders abzuwalzen.

Schutzmassregeln an Einschnitten und Dämmen.

Bei Besprechung des Grund- und Aufrisses der Landstrassen wurde hervorgehoben, dass schon beim Aufsuchen der Strassenlinie auf eine möglichst trockene und sichere Lage derselben Bedacht genommen werden müsse; doch war aus den damaligen Ausführungen zu erkennen, dass es nicht immer gelingen werde, ein in dieser Hinsicht vollkommen befriedigendes Ergebnis zu erzielen, so dass man besondere Massregeln zur Sicherstellung der Anlage ins Auge fassen müsse. In der Tat wird dies öfters notwendig, auch wenn wirklich gefährliche Bodenstellen vermieden, das Böschungsverhältnis richtig gewählt, nur gutes Schüttmaterial in geeigneter Weise verwendet und wirksame Deckschichten für die Böschungen vorgesehen wurden. So kann es sich treffen, dass durch die Einschnittsböschung eine natürliche Rutschfläche angeschnitten wird und das über derselben befindliche Bodenmaterial in Bewegung zu kommen droht. Zur Vermeidung einer solchen Gleichgewichtsstörung genügt es zuweilen, wenn die Rutschfläche hoch genug liegt, dieselbe blosszulegen, indem man die ganze über ihr befindliche Erdmasse abhebt. Bei tieferer Lage der Rutschfläche bleibt wohl nichts anderes übrig als künstliche Widerlager in Form von Steinpackungen oder Mauern auszuführen, eine sichere Abhilfe aber lässt sich in einer sogleich zu besprechender Weise treffen, wenn die Gefährlichkeit der fraglichen Schichte durch Wasserzudrang bedingt ist. Droht überhaupt der Einschnittsböschung seitens einer von ihr durchschnittenen wasserführenden Bodenschicht durch Erweichung Gefahr, so genügt es öfters, das in derselben ankommende Wasser mittels einer Längsdohle, d. h. eines möglichst steil abgeböschten, mit Geröll u. dgl. ausgefüllten Grabens, dessen unter Frostlinie gelegte Sohle wasserdicht hergestellt ist, abzufangen und an geeigneten Stellen dem Einschnittsgraben zuzuführen. Haben aber die über jener Schichte gelegenen Massen Neigung zum Rutschen, so kann man nichts besseres tun, als ein natürliches Widerlager dadurch zu schaffen, dass man die Dohle tiefer in den Berg rückt und hierdurch den zwischen ihr und der Böschung gelegenen Teil der wasserführenden Schichte trocken legt. Tritt Grundwasser an einzelnen Stellen der Einschnittsböschung hervor, wie z. B. in lehmigen und tonigen, von Sand- und Kiesadern durchzogenen Böden, so legt man von allen diesen Stellen aus mit Steinen gepackte Gräben an, die einzeln oder vereinigt nach dem Böschungsfusse geführt werden, so dass sie das übernommene Wasser dem Einschnittsgraben zuführen. Erweisen sich endlich die Einschnittsmassen in grösserer Ausdehnung von Wasser durchsetzt, so treten die verschiedenen Drainierungsarten in ihre Rechte. Die vorstehenden Besprechungen bezogen sich hauptsächlich auf die Böschungen der Einschnitte. Selbstverständlich ist auch der Untergrund der Einschnittssohle nötigenfalls durch eine entsprechende Vertiefung der Einschnittsgräben oder durch Drainierungen trocken zu legen.

Einschnitte.

Häufig kommen Dämme auf abschüssigem Boden zu stehen; dann schneidet man in denselben Stufen ein, sorgt für die Ableitung des in dieselben

Dämme.

einsickernden Wassers, bringt das Schüttmaterial in dünnen Schichten auf und stampft es auch noch fest. Befinden sich Dämme im Bereiche von Wasserläufen und Seen, so verlangen sie einen besonderen Schutz gegen die Angriffe des Wassers. Zu dem Zwecke werden die Böschungen flacher gehalten als sonst und genügend stark mit Rasendecken, Flechtzäunen oder Pflasterungen befestigt. Bildet aber die Dammböschung das Flussufer auch bei niedrigen Wasserständen, so muss der Dammfuss durch Steinwürfe und Packungen, unter Umständen mit Zuhilfenahme von Pfahl- und Spundwänden, gegen Unterspülung geschützt werden, fehlt Steinmaterial hierzu, so begnügt man sich mit Faschinatbauten u. dgl.

Besonders misslich ist es, wenn Dämme auf beweglichen Untergrund zu liegen kommen, wobei sich sehr verschiedenartige Verhältnisse geltend machen können. Befindet sich z. B. in mässiger Tiefe nnter der Bodenfläche eine wasserführende Schichte, so kann der Abfluss des Wassers in derselben durch das Gewicht des Dammes behindert und infolgedessen können gefährliche Bewegungen veranlasst werden; in solchen Fällen kann gewöhnlich durch Sickerschlitze geholfen werden, die man längs dem Dammfusse hinführt. Erscheinen die mit einem Damme zu übersetzenden Bodenstellen in grosser Ausdehnung erweicht, so kommt in der Regel eine planmässige Drainierung zur Ausführung, oder man wird unter Umständen, wenn ein genügender Vorrat an Füllmaterial vorhanden ist, so viel von demselben verwenden, bis entweder fester Untergrund erreicht oder ein Gleichgewichtszustand herbeigeführt ist. Ähnliches gilt für die Anlage von Strassen in Moorgegenden, doch kommt hier noch ein anderer Umstand in Betracht, dass solche Moore öfters durch eine zusammenhängende Schichte von grösserer oder geringerer Tragfähigkeit überdeckt sind. Ist letztere so gross, dass ein Durchbruch des Dammes nicht befürchtet zu werden braucht, so schüttet man denselben aus leichtem Material unter Verbreiterung der Dammbasis durch Anwendung flacher Böschungen und Bermen. Ist dagegen die Tragfähigkeit des Moores bedenklich, so können sich künstliche Rost- und Faschinen-Unterlagen unter Mitbenützung der festen Moordecke, oder der Aufwand grösserer Mengen Füllmaterials zur Dichtung der weichen Massen empfehlen. Übrigens erfordert der Strassenbau in Moorgegenden grosse Sorgfalt und eine besondere Erfahrung[1]).

---

[1]) Näheres siehe: Kaven, Der Wegbau, Hannover 1870, S. 215 ff. Heusinger v. Waldegg, Handbuch f. Spezielle Eisenbahn-Technik, I. Bd. Eisenbahnbau, 4. Aufl., Leipzig 1877, Kap. III, Herstellung der Erdkörper, bearbeitet von G. Meyer. Sodann Schacht, Über den Bau der Strassen im Hochmoore, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1890, S. 749.

Ausserdem sind über Ausführung der Erdarbeiten und über Gleichgewichtsstörungen unter anderen noch folgende Werke zu nennen: Henz-Streckert, Praktische Anleitung zum Erdbau, 3. Aufl., 1874. Heyne, Der Erdbau in seiner Anwendung auf Strassen und Eisenbahnen, Wien 1876. Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Heft: Der Eisenbahn-Unterbau, 3. Aufl., Prag 1877. Kaven, Vorträge über Eisenbahnbau, V. Erdarbeiten bei Eisenbahnen, Aachen 1877. G. Meyer, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten, sowie Erdrutschungen, Handbuch d. Ing.-Wissenschaften I. Bd., III. u. IV. Kap., 3 Aufl., Leipzig 1897. Pollack, Beiträge zur Kenntnis der Bodenbewegungen, Jahrbuch d. k. k. geolog. Reichsanstalt 1882, 32. Bd., 4. Heft. Kaven, Rutschungen u. Beschädigungen d. Böschungen d. Erdbauten bei Eisenbahnen und Strassen, Wiesbaden 1883.

B. Kunstbauten.

Kunstbauten pflegt man jene mit der Strasse im Zusammenhange stehenden Bauwerke zu nennen, die weder Erd-, noch Hochbauten (Gebäude) sind; man rechnet zu ihnen die Brücken, die Durchlässe und die Stütz- und Futtermauern.

An Stellen, wo die Strasse irgend einen anderen Verkehrsweg, eine Land- oder Wasserstrasse, in ungleicher Höhenlage überschreitet, wo sie einen Wasserlauf oder eine Bodensenkung kreuzt, und auch noch in anderen Fällen werden Kunstbauten erforderlich, die bei beträchtlicherer Grösse Brücken, sonst aber Durchlässe genannt werden. Stütz- und Futtermauern kommen in Anwendung, wenn Dämme oder Einschnitte wegen Platzmangels oder aus anderen Gründen sehr steile Böschungen erhalten sollen, die mit einfachen Steinpackungen nicht mehr hergestellt werden können.

Brücken.

1. Wahl der Baustelle.

In vielen Fällen ist die Stelle, wo eine Brücke zur Ausführung kommen soll, durch die jeweiligen Umstände so bestimmt vorgezeichnet, dass besondere Erwägungen in dieser Hinsicht nicht mehr erforderlich werden. Ist man dagegen in der Lage, den Standort wählen zu können, so wird man vor allem eine Stelle aufsuchen, an der die Brücke eine geringe Länge und Höhe, sowie eine geeignete Richtung erhalten kann, wo sich die Gründung einfach gestaltet und auch sonst der Stand des Bauwerks möglichst gesichert erscheint[1]). Daneben wird der Baubetriebsplan nicht ausser acht gelassen werden dürfen, indem man an die Notwendigkeit genügend grosser und wasserfreier Werk- und Lagerplätze, sowie passender Zufuhrwege zur Baustelle denkt.

Die Sorge um die Brücke, die ja nur einen Teil der Strassenanlage bildet, darf jedoch nicht zu einer Benachteiligung der letzteren führen; man hat vielmehr darauf zu sehen, dass die Steigungs- und Krümmungsverhältnisse der Strasse, sowie die erforderlichen Erdmassenbewegungen infolge der Wahl der Brückenbaustelle nicht ungünstig beeinflusst werden.

Weitere bei Festsetzung des Standortes der Brücke anzustellende Erwägungen beziehen sich auf den zu überschreitenden Weg oder Wasserlauf, indem sowohl der Verkehr, wie der Wasserabfluss dortselbst nach wie vor ohne Störung ermöglicht sein muss.

Endlich können auch noch andere bestehende Verhältnisse, wie die Stauhöhe an Mühlen und Fabriken, die Überflutungsgrenze in den anliegenden Grundstücken bei Hochwasser u. dgl. m. durch die Anlage einer Brücke beeinflusst und infolge davon Prozesse veranlasst werden. Man wird also auch in dieser Hinsicht umsichtig sein müssen und solche Stellen zu wählen suchen,

---

[1]) Was die Richtung der beispielsweise über einen Fluss führenden Brücke betrifft, so ist daran zu erinnern, dass die Pfeiler derselben mit ihrer Längsachse gleichlaufend zum Stromstrich des Hochwassers gestellt werden sollen, so dass sich eine schiefe Brücke ergeben würde, sobald sich Strasse und Fluss nicht rechtwinkelig schneiden. Die senkrechte Lage zum Wasserlauf, wie auch die Geradführung der Achse des Bauwerks empfiehlt sich vor allen für Steinbrücken, da sonst deren Herstellungskosten wesentlich erhöht und auch Bedenken anderer Art hervorgerufen werden; weniger ist dies bei Holz- und Eisenbrücken, sowie bei Brücken aus Stampfbeton und verwandten Konstruktionen der Fall. Schiefe Brücken lassen sich zuweilen durch Verlegung des Wasserlaufes vermeiden, wobei man in manchen Fällen noch den Vorteil erzielt, dass die Baugruben aufs Trockene verlegt und die Bauausführung erleichtert wird.

wo Schwierigkeiten der angedeuteten Art sich vermeiden lassen. So würden z. B. Behauptungen von Anwohnern, dass sie durch die Herstellung einer Brücke geschädigt werden, nicht leicht erhoben werden können, wenn man in der Lage wäre, dieselbe unterhalb und nicht weit von einer bestehenden Brücke anzuordnen, deren Öffnungen sich nach Anzahl und Weite als zweckentsprechend erprobt haben. Jedenfalls empfiehlt es sich, Entscheidungen von Bedeutung erst nach Verhandlungen mit den beteiligten Anliegern zu treffen.

In Städten können ästhetische Erwägungen für die Wahl der Baustelle ausschlaggebend sein, sonst auch, in seltenen Fällen, Forderungen der Militärbehörden.

2. Wahl des Baumaterials.

Bedeutende Brückenbauwerke mit reicher Ausstattung kommen nur in der Nähe von Städten und innerhalb derselben zur Ausführung; im Zuge von Landstrassen ausserhalb der Städte werden sie nach Möglichkeit vermieden. Für die hier gewöhnlich vorkommenden Brücken von kleineren Abmessungen gilt, namentlich wenn sie in abgelegenen Strassenstrecken liegen, in erster Linie die Forderung, dass sie tunlich einfach und in solcher Weise hergestellt werden sollen, dass Unterhaltungsarbeiten an ihnen nur selten erforderlich werden und sich alsdann leicht und nötigenfalls von bäuerlichen Handwerkern ausführen lassen. Als Baustoff für die stützenden Glieder, Widerlager und Pfeiler, wird in den meisten Fällen Naturstein, Kunststein oder Beton (seltener Eisen) verwendet, und zwar bei Stein-, Holz- und Eisenbrücken übereinstimmend. Für diese allgemein üblichen Bezeichnungen ist bekanntlich die Art des Baustoffes, aus dem die über den stützenden Gliedern liegenden Hauptträger gebildet sind, bestimmend. Im folgenden sollen die Gesichtspunkte kurz angedeutet werden, die bei der Wahl des einen oder anderen Materials für die Brückenträger massgebend sind.

Dauerhaftigkeit.

Was zunächst die Dauerhaftigkeit der verschiedenartigen Brückenträger betrifft, so kann man bei den in althergebrachter Weise gewölbten Trägern auf eine, sozusagen, unbegrenzte Dauer rechnen, vorausgesetzt, dass keine Fehler bei der Gründung begangen wurden und nur vollkommen frostbeständige Steine und sehr guter Mörtel kunstgerecht zur Anwendung gelangten. Über die Haltbarkeit der Betongewölbe liegen zwar ausreichende Erfahrungen noch nicht vor, doch sind solche Konstruktionen bei Verwendung unzweifelhaft guten Materials und sorgfältiger Ausführung für die gewöhnlichen Strassenbrücken jedenfalls unbedenklich. Auch Betoneisenträger kommen in neuerer Zeit mehr und mehr zur Anwendung, wiewohl man volle Sicherheit über ihr Verhalten noch nicht haben kann.

Viel weniger dauerhaft wie die Brücken aus Stein oder ähnlichen Materialien sind diejenigen aus Holz. Letztere verlangen innerhalb kurzer Zeiträume Hauptausbesserungen und Erneuerungen und bedingen dadurch gewöhnlich empfindliche Verkehrsstörungen. Zwar können diese Mängel durch grosse Sorgfalt in der Unterhaltung und durch mancherlei Schutzmassregeln gegen Witterungseinflüsse und Feuersgefahr zurückgedrängt werden, wie manche alte Holzbrücke durch ihr Dasein beweist; auf eine derartige sorgfältige Unterhaltung kann man jedoch bei gewöhnlichen Strassenbrücken im allgemeinen nicht rechnen. Trotzdem kann sich das Holz für kleinere Spannweiten wohl empfehlen, besonders wenn dieser Baustoff leicht beschafft werden kann, dann auch weil die Unterhaltungsarbeiten an solchen Brücken durch gewöhnliche Zimmerleute ausführbar sind.

Die in Strassenlinien ebenfalls vielfach vorhandenen Eisenbrücken werden jetzt bei uns nicht mehr aus Schweisseisen, sondern wohl durchgehends aus Flusseisen hergestellt. Über ihre Dauerhaftigkeit liegen ganz zuverlässige Erfahrungen noch nicht vor; sicher ist, dass ihre Dauer die der Holzbrücken erheblich übersteigt, aber unterhalb jener der Steinbrücken bleibt. Gegen ihre Anwendung in untergeordneten Strassenlinien könnte geltend gemacht werden, dass die Gefahr des Rostens bedenklich werden kann, wenn sie nicht sorgfältig und in sachgemässer Weise behandelt werden, und dass die Nachbesserungsarbeiten an ihnen geschulte Arbeitskräfte verlangen, deren Beiziehung in dem vorliegenden Falle umständlich und kostspielig ist.

Kosten.

Einen anderen Vergleichspunkt geben die Kosten gleich leistungsfähiger Brücken aus Stein, Holz und Eisen ab. Während man hinsichtlich der Baukosten vor nicht allzulanger Zeit im grossen und ganzen die Reihenfolge: Holz, Eisen, Stein ohne weitere Bedenken festhalten konnte, haben sich neuerdings die Unterschiede mehr ausgeglichen. Der Preis des Holzes, namentlich bei Werkstücken von grösseren Abmessungen, ist merklich gestiegen, der von Eisen und Stahl dagegen seit den achtziger Jahren in der Hauptsache wesentlich zurückgegangen, wenn auch mancherlei Schwankungen unterworfen. Auch die Kosten gewölbter Brücken, die bei der früher ziemlich allgemein üblichen Verwendung grosser Wölbstücke stets beträchtliche waren, haben sich sehr vermindert, seitdem man nach dem Vorgange der Franzosen auf die Verwendung von Bruchsteinen zu den Gewölben übergegangen ist, noch mehr aber, seitdem man die Brückengewölbe mit Stampfbeton ausführte. Auch bei den Brückenträgern in Eisenbeton-Konstruktion stellen sich die Kosten bei den verhältnismässig geringen Stärken, die denselben gegeben werden können, ebenfalls in der Regel niedriger wie bei Gewölben aus Quadern. Jedenfalls wird man veranlasst sein, wenigstens bei mittelgrossen Spannweiten, Entwürfe und Kostenanschläge für die verschiedenen Bausysteme auszuführen, um eine Wahl mit Sicherheit treffen zu können. Was die Unterhaltungs- und Erneuerungskosten betrifft, so sind dieselben nicht leicht mit Sicherheit anzugeben. (Hier mag nur noch darauf hingewiesen werden, dass die Unterhaltungskosten der Eisenbrücken dadurch gesteigert worden sind, dass neuerdings öfter wiederholte Untersuchungen und Prüfungen derselben für nötig erachtet werden.)

Gründung.

In manchen Fällen kann die Beschaffenheit des Untergrundes entscheidend für die Wahl des Brückenbaustoffes werden. Wenn nämlich die Untergrundschichten wenig widerstandsfähig sind und die Ausführung tiefer und kostspieliger Fundamente bedingen, so wird man die Anzahl der Pfeiler zu vermindern suchen, also grosse Spannweiten und dementsprechend eisernen Überbau wählen. Aus dem gleichen Grunde kann ein tunlich leichter Überbau erwünscht sein, z. B. in Bergwerksdistrikten, so dass eine Holz- oder Eisenkonstruktion der Steinkonstruktion vorgezogen wird, doch ist auch hier darauf hinzuweisen, dass die durch das Eigengewicht bedingten Unterschiede der 3 Baustoffe neuerdings durch die Verwendung von Beton und Betoneisen wenigstens gemildert worden sind.

Aussehen.

Wieder anders wird die Entscheidung ausfallen, wenn es darauf ankommt, einer Brücke für eine wichtigere Strasse innerhalb oder in der Umgebung einer Stadt ein monumentales Aussehen zu verleihen. In dieser Beziehung steht ohne alle Frage Stein oben an. Die meisten Eisenbrücken, nur diejenigen nach Art der Bogen- und Hängebrücken ausgenommen, lassen hinsichtlich des Aussehens viel zu wünschen übrig. An letzter Stelle stehen die Holzbrücken, die schon an sich, noch mehr aber durch die zum Schutze gegen die Witterung erforderliche kastenartige Einschalung keinen guten Eindruck machen.

Spannweite

Für Brücken mit kleinen und mittelgrossen Spannweiten ist der entsprechende Baustoff nach den verschiedenen, vorstehend besprochenen Gesichtspunkten immer besonders zu bestimmen. Bei sehr bedeutenden Spannweiten aber, wie sie dem Strassenbauingenieur allerdings nur selten vorkommen, ist jedenfalls das Holz, dann aber auch der Stein als Baustoff ausgeschlossen und nur noch das Eisen am Platz. Es geht dies aus der folgenden Zusammenstellung hervor, die der Übersicht halber noch angefügt werden soll.

Die grössten zur Ausführung gekommenen Holzbrücken, und zwar in Formen, wie sie jetzt nicht mehr üblich sind, hatten Spannweiten von wenig über 100 m. Eines der bedeutendsten Bauwerke dieser Art ist die 118,9 m weit gespannte Limmatbrücke bei Wettingen[1]) die im Jahre 1778 von den Zimmermeistern Gebrüder Grubenmann erbaut und 1799 von den Franzosen verbrannt wurde, als sie angeblich noch in ganz gutem Zustande war.

Gegenwärtig verwendet man zu hölzernen Strassenbrücken nur noch einfache und verdübelte Balken, Sprengwerke und Fachwerke (Howe's Träger), und zwar erstere bis ungefähr 15 m, Sprengwerke zwischen 10 und 20 m und Fachwerkbalken in Weiten von nicht über 50 m. In einzelnen Fällen sind mit letzterer Konstruktionsart auch schon Spannweiten von 75 m bewältigt worden. Im Eisenbahnbau, wo Holz als Brückenbaustoff für Hauptbahnen meist grundsätzlich ausgeschlossen ist, kommen höchstens Balken- und Fachwerksbrücken vor.

Die im Altertum ausgeführten gewölbten Brücken besassen durchaus nur mässig grosse Spannweiten, wohl nicht über 25 m; im Mittelalter und bis in das 19. Jahrhundert hinein galt 50 m im allgemeinen als obere Grenze. Einzig in ihrer Art war die unter der Regierung des Barnabo Visconti erbaute, im Jahre 1377 vollendete und 1416 in Kriegszeiten zerstörte Brücke über die Adda bei Trezzo[2]) deren Weite wahrscheinlich $72^1/_4$ m betrug. Als grösste, einen Verkehrsweg tragende, bestehende Steinbrücke galt noch vor kurzem die in den Jahren 1827—1834 von Hartley und Harrison erbaute Dee-Brücke bei Chester[3]) mit einer Spannweite von 61 m und einer Pfeilhöhe von 12,81 m, während der von General Mecys hergestellte Cabin-John-Aquädukt[4]) in Nordamerika bei 67 m Weite und 17,4 m Höhe als grösstes bestehendes Brückengewölbe aufgeführt werden konnte. In den letzten Jahrzehnten hat der Bau von Steinbrücken einen ausserordentlichen Aufschwung genommen. Schon im Jahre 1880 befand sich unter den Wettbewerb-Entwürfen zu einer Rheinbrücke zwischen Mainz und Kastel ein solcher von Kreuter in München herrührender und gegenwärtig im Besitze der technischen Hochschule zu Karlsruhe befindlicher Entwurf für eine gewölbte Brücke mit Öffnungen von 90 m Weite[5]).

Etwas später erschien das Projekt des Franzosen Belin[6]) zur Überbrückung des Saone-Tals mittels eines Korbbogens von 131,6 m Weite und 62,3 m Höhe. Die Ausführungen dieses Zeitabschnittes zeigen auch bei grossen Spannweiten öfters die Verwendung von Beton, da und dort auch von Betoneisen, und be-

1) M. Gauthey, Traité de la construction des ponts, Liège 1843, II, pag. 58. Über andere Schweizer Holzbrücken siehe Bavier, Die Strassen der Schweiz, Zürich 1878.

2) M. Ph. Croizette Desnoyers, Cours de construction des ponts, Paris 1885, I, pag. 41.

3) Rankine, A Manual of Civil Engineering, Twelfth edition, London 1877; Deutsche Übersetzung von Kreuter, Wien 1880, S. 465. Etwas abweichende Angaben finden sich in M. R. Morandière, Traité de la construction des ponts etc., Paris 1875, p. 134.

4) Engineering 1887, Sept. S. 286.

5) Engineering 1881, Aug. S. 227. Auch Zeitschrift d. Vereins Deutsch. Ingen. 1881, S. 393.

6) Zentralblatt d. Bauverw. 1885, S. 519.

sonders bemerkenswert ist, namentlich in Deutschland, die Anwendung von Gelenken an den Kämpfern und im Scheitel, die zuerst als ein unbedingter Fortschritt der Konstruktion aufgefasst wurde, deren zweifelloser Wert aber nach neuesten Erfahrungen nicht mehr allgemein anerkannt wird.

Von neueren weitgespannten Steinbrücken seien hier erwähnt: Die von Leibbrand erbaute Betonbrücke mit 3 Gelenken über die Donau bei Munderkingen[1], die bei 50 m Spannweite und 5 m Pfeilhöhe eine Gewölbstärke von 1 m im Scheitel und 1,1 m an den Kämpfern zeigt, sodann die neuen, meist mit Werkstücken hergestellten grossen Isarbrücken in München, deren Spannweite bis zu 64 m betragen, und die oberhalb München, bei Grünwald erbaute Strassenbrücke, deren beide Hauptöffnungen von je 70 m Weite und 12,8 m Pfeilhöhe als Gelenkbogen für Beton entworfen und durch Eiseneinlagen verstärkt ausgeführt sind; die Bahnbrücke über die Iller bei Kempten, die Hauptöffung mit einer Spannweite von 64,5 m und lichter Höhe von 31,31 m über N.-W.; die Eisenbahnbrücke über die Adda bei Morbegno[2]) mit einem Dreigelenkbogen aus Granitquadern von 70 m Spannweite.

Die bedeutendste bestehende Steinbrücke ist die Syratalbrücke in Plauen im Voigtlande von Stadtbaurat Fleck, deren Hauptbogen 90 m Stützweite bei einer Höhe des Scheitels über der Talstrasse von 17,6 m aufweist. Er ist aus Bruchsteinmauerwerk ohne Gelenke hergestellt und hat eine Scheitelstärke von 1,5 m und 3,4 m Stärke am Auflager[3]).

Ihr am nächsten steht die Strassenbrücke über das Pétrussetal bei Luxemburg, deren gelenkloser Mittelbogen aus Bruchsteinmauerwerk die Spannweite 84,65 m besitzt[4]).

Viel grössere Weiten als mit Holz und Stein lassen sich mit Eisen (Stahl) bewältigen, vermöge der hervorragenden Festigkeitseigenschaften dieses Materials und seiner Fähigkeit, sich in sehr verschiedene Formen bringen zu lassen. Eisenbrücken von bedeutender Stützweite in Form von Kettenbrücken sind schon in der ersten Hälfte unseres Jahrhunderts entstanden, später ist die Zahl weit gespannter Eisenbrücken verschiedener Art so sehr angewachsen, dass man bei einer Zusammenstellung solcher jetzt nur noch Spannweiten von mindestens 100 m berücksichtigt[5]). Hier mögen nur die bedeutendsten, meist Eisenbahnen tragenden Eisenbrücken kurze Erwähnung finden.

Unter den Balkenbrücken weisen Träger mit besonders grosser Stützweite auf: Die Brücke über den Leck bei Kuilenburg, l = 150 m; die Talbrücke über den Grand-River und die Ohio-Brücke der Cincinnati-Covington-Eisenbahn, l = 168 m.

Neuerdings gewinnen die Brücken mit Gerberträgern (Gelenkträgern) immer mehr Bedeutung. Unter ihnen steht die schottische Eisenbahnbrücke

---

[1]) K. v. Leibbrand, Gewölbte Brücken, Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften 2. Gruppe, 7. Heft, Leipzig 1897, sodann eine Abhandlung desselben Autors in der Zeitschr. f. Bauwesen 1894, S. 541.

[2]) Zentralblatt d. Bauverw. 1903, S. 478. Eine Zusammenstellung weitgespannter Steinbrücken siehe Deutsche Bauz. 1902, S. 523.

[3]) Deutsche Bauz. 1904, S. 354.

[4]) Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 461; Deutsche Bauz. 1902, S. 521, 533, 537. Eine Zusammenstellung von ausgeführten Strassenbrücken aus Stein und Beton siehe in Mehrtens, Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre 2. Bd., Leipzig 1904, S. 333, sodann eine Tabelle über Hauptabmessungen und Spannungsverhältnisse von Brücken im Handbuch d. Ing.-Wissenschaften II. Teil, 1. Bd., Kap. II, S. 150, 4. Aufl., bearbeitet von Foerster.

[5]) Weitgespannte Strom- und Talbrücken der Neuzeit, Vortrag, gehalten auf der IX. Wanderversammlung des Verbandes deutsch. Arch.- und Ing.-Vereine in Hamburg von Mehrtens, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1890, S. 357.

über den Firth of Forth bei Queensferry mit 2 Öffnungen von je 521 m Lichtweite oben an; ausserdem seien genannt die Mississippi-Brücke bei Memphis, l = 241 m; die Brücke über die Donau bei Cernavoda in Rumänien, l = 190 m.

An der Spitze der eisernen Bogenbrücken stand längere Zeit die Douro-Brücke bei Oporto mit 2 Gelenken und der Stützweite l = 160 m, dann kam die 1881 vollendete Garabit-Brücke, ebenfalls zweigelenkig, mit l = 165 m. Zwei Gelenke besitzen auch die Hochbrücke über den Kaiser Wilhelms-Kanal bei Grünental, l = 156,5 m und bei Levensau, l = 163,4 m. Besonders schöne Bauwerke sind die Kaiser Wilhelms-Brücke bei Müngsten von Rieppel [1]) mit einem gelenklosen Bogen, dessen beide Gurtungen 160 und 180 m Spannweite besitzen; die Rheinbrücke bei Düsseldorf mit 2 Öffnungen von je 181,25 m und die bei Bonn mit einer Hauptöffnung von l = 188 m Spannweite. Unter den Auslegerbrücken mit Bogenträgern ist der Viaur-Viadukt in Frankreich mit 220 m weiter Öffnung zu nennen.

Die grössten bestehenden Hängebrücken in Eisen sind die Drahtkabelbrücke über den East-River zwischen New-York und Brooklyn mit einer Mittelöffnung von l = 483 m und die neue East-River-Brücke bei New-York, l = 487,6 m [2]).

3. Grösse und Zahl der Brückenöffnungen.

Es sind hier Strassenbrücken über Verkehrswegen und über natürlichen Wasserläufen zu unterscheiden.

a) Verkehrsprofil von Land- und Wasserwegen.

Wird eine Strasse mittels einer Brücke über eine andere Strasse, eine Eisenbahn oder einen Kanal geführt, so ist deren Verkehrs-Profil, d. h. der Querschnitt des vom Verkehr dieser Land- oder Wasserwege in Anspruch genommenen Raumes für Form und Grösse der Brückenöffnungen massgebend. Für Strassen und Kanäle ist der Verkehrsquerschnitt in jedem Falle besonders festzusetzen; hier sei nur erwähnt, dass bei Fussgängerbrücken eine im Lichten zu messende Höhe von ungefähr 2,5 m bei einer Breite von mindestens 0,75 m für den einzelnen Fussgänger anzunehmen ist, und die lichte Höhe des Verkehrsquerschnittes einer Strasse im allgemeinen wenigstens 3,5—4,0 m betragen wird. Der Verkehrsquerschnitt der Haupt- oder Vollbahnen im Bereiche des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen ist unter dem Namen „Umgrenzung des lichten Raumes" für die freie Bahn, bezw. in den Bahnhöfen in den §§ 29—33 der „Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupteisenbahnen", neueste Ausgabe vom 1. Januar 1897 festgelegt. Dazu kommen bei doppelgleisigen Bahnen die Bestimmungen über den Achsenabstand der Gleise u. dgl. m., worüber ebenfalls die Technischen Vereinbarungen Aufschluss geben. Die entsprechenden Umgrenzungslinien für die „Nebeneisenbahnen" und die „Lokaleisenbahnen" finden sich in den vom genannten Verein aufgestellten und Ende 1890 herausgegebenen „Grundzüge f. d. Bau und die Betriebseinrichtungen" dieser Bahnen sowie im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften I. Bd., Kap. I, 3. Aufl. S. 39, 52, angegeben.

[1]) Eine Veröffentlichung darüber, ein zweibändiges Werk, einzig in seiner Art, unter dem Titel: „Die Kaiser Wilhelms-Brücke über die Wupper bei Müngsten, mit Genehmigung der k. Eisenbahndirektion Elberfeld herausgegeben von Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg, A.-G., bearbeitet von Prof. W. Dietz, ist in Berlin 1904 erschienen.

[2]) Eine hierher gehörige Zusammenstellung siehe im Handbuch der Ing.-Wissenschaften II. Teil, 1. Bd., Kap. I, S. 30, 4. Aufl., Leipzig 1904.

Schwieriger ist die Bestimmung des Querschnittes für den Flutraum von Brücken, die zur Überführung von Verkehrswegen irgendwelcher Art über natürliche Wasserläufe bestimmt sind. Es handelt sich dabei um Feststellung des Gesamtinhaltes dieser Querschnittsfläche, um Zerlegung derselben in mehrere Teile durch passende Anordnung der Pfeiler nach Zahl und Lage, und endlich um Bestimmung der Höhe der einzelnen Öffnungen, sowie der Form ihrer oberen Begrenzungslinie, und zwar unter folgenden Bedingungen:

1. Die zeitweilig schwankenden Wassermengen müssen samt den mit ihnen ankommenden Geröllmassen, Eisschollen u. dgl. sicher abgeführt werden, ohne dass Gefahren für das Bauwerk und die angrenzenden Ländereien entstehen.

2. Der auf dem Wasser stattfindende Verkehr darf durch den Einbau der Brücke keine wesentliche Einschränkung erfahren.

Hierbei kommt insbesondere auch die Lichthöhe der Brückenöffnung in Betracht. Dieselbe könnte sehr klein bemessen werden, falls ein Flussverkehr nicht vorhanden wäre; man brauchte dann die Pfeiler nur so weit über Hochwasser reichen zu lassen, dass auf diesem treibende Gegenstände nicht an die Brückenträger anstossen.

3. Unter voller Berücksichtigung der vorstehenden Forderungen ist endlich auch noch eine möglichst billige Anlage zu erstreben.

Dass die Lichtfläche einer Brücke nicht zu klein bemessen werden darf, wenn nicht allerlei Missstände sich einstellen sollen, ist leicht einzusehen; man darf sie aber auch nicht übermässig gross wählen, weil sonst Unregelmässigkeiten im Flusslaufe uud infolgedesssn gefahrdrohende Zustände herbeigeführt werden würden. Ehe man an die Bestimmung der Brückenlichtfläche gehen kann, sind für die verschiedenen Wasserstände, namentlich aber für das grösste zu erwartende Hochwasser die Wassermenge ($\mathfrak{M}$) und dessen Geschwindigkeit (v) festzustellen, desgleichen die sogenannte Normalbreite des Flusses, d. h. die in der Wasserlinie gemessene Breite desselben, die je nach den besonderen Verhältnissen zu einem regelmässigen Abflusse der in Frage kommenden Wassermenge erforderlich ist. Man erhält diese Grössen durch Beobachtung, Messung und Rechnung.

b) Bestimmung der Wassermenge eines Flusses aus dessen Geschwindigkeit und Querschnitt.

Verfahren zur Bestimmung der Geschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit[1]) eines Wasserlaufes kann auf verschiedene Weise festgestellt werden. Ein sehr einfaches, allerdings auch wenig genaues Verfahren besteht darin, dass man die Geschwindigkeit an der Oberfläche im Stromstriche mit Schwimmkugel u. dgl. misst und 75 bis 85 % der gemessenen Grösse als mittlere Querschnittsgeschwindigkeit annimmt.

---

1) Die Geschwindigkeit, mit der sich das Wasser in einem Flussbette bewegt, ist verschieden je nach dem Gefälle der Flusssohle, der Form und Grösse der Flussquerschnitte und je nach der sonstigen Beschaffenheit des Bettes. Auf Strecken, innerhalb welchen sich Längen- und Querschnitt des Wasserlaufes nicht wesentlich ändern, ist bei gleichbleibendem Wasserstande ein Beharrungszustand vorhanden, so zwar, dass ein bestimmtes Wasserteilchen sich durch die fragliche Strecke mit gleichbleibender Geschwindigkeit bewegt. Die Geschwindigkeit ist aber verschieden an den verschiedenen Stellen der Querschnittsfläche. Im allgemeinen nimmt sie infolge der Widerstände am wasserbenetzten Bette von der Mitte aus gegen die Ufer hin ab, sie wechselt aber in ihrer Grösse auch von oben nach unten hin, so dass es in jeder parallel zum Flusslauf gerichteten Lotebene eine kleinste, grösste und mittlere Geschwindigkeit gibt, welch' letztere von der mittleren Geschwindigkeit der Querschnittsfläche zu unterscheiden ist. Die mittlere Profilgeschwindigkeit meint man, wenn man kurzweg von der Geschwindigkeit einer Flussstrecke spricht; sie liefert, mit der mittleren Querschnittsfläche der Strecke multizipliert, die vom Flusse bei dem betreffenden Wasserstande abgeführte Wassermenge.

Ein verhältnismässig hoher Genauigkeitsgrad wird bei kleinen Wasserläufen durch folgendes Verfahren erzielt: Man denkt sich die Fläche des Wasserquerschnittes in lotrechte Streifen zerlegt, bestimmt für alle diese Streifen sowohl den Inhalt (F_1, F_2, F_3 . . .), wie auch die Geschwindigkeit (v_1, v_2, v_3 . . .) in deren Mitte, indem man die, die Streifen begrenzenden Wassertiefen misst, bezw. ein passendes Instrument, z. B. einen Woltmann'schen Flügel je auf die Hälfte der mittleren Höhe der Streifen einstellt, und berechnet die gewünschte mittlere Querschnittsgeschwindigkeit aus der Beziehung

$$v = \frac{F_1 v_1 + F_2 v_2 + F_3 v_3 + }{F_1 + F_2 + F_3 +} \quad . \quad . \quad (174$$

Geschwindigkeits-Formeln.

Bei grösseren Flussläufen würden die bei den bisherigen Versuchsweisen zur Bestimmung der Geschwindigkeit erforderlichen Messungen mit Schwierigkeiten verbunden sein; man ist deshalb veranlasst, in diesen Fällen Gleichungen zu benützen, die den mathematischen Zusammenhang zwischen der Geschwindigkeit, den Querschnittsabmessungen und dem Gefälle des Wasserlaufes darstellen. Die dabei zu erzielende Genauigkeit ist allerdings öfters nur eine mässige. Die meisten zurzeit gebräuchlichen Geschwindigkeitsformeln stimmen in der Form mit der nach Chézy-Eytelwein benannten überein, die auf der Voraussetzung beruht, dass die beim Abfluss des Wassers über eine schiefe Ebene naturgemäss eintretende Beschleunigung der Geschwindigkeit durch die Bewegungswiderstände gerade aufgehoben werde.

In der Formel

$$v = \varkappa \cdot \sqrt{\varphi \cdot \frac{F}{p}} = \varkappa \sqrt{\varphi \cdot r} \quad . \quad . \quad (175$$

bedeutet F die Fläche des Flussquerschnittes,

p dessen vom Wasser benetzten Umfang,

$\frac{F}{p} = r$ den sogenannten mittleren Halbmesser (mittlere hydraulische Tiefe, Profilradius), wofür bei breiten Flüssen, deren benetzter Umfang nicht stark von ihrer Wasserspiegelbreite b abweicht, die mittlere Querschnittstiefe gesetzt werden kann,

φ das Gefällsverhältnis (relatives Gefälle) des Wasserspiegels, und

$\varkappa$ eine Erfahrungszahl, die für jeden, insbesondere jeden natürlichen Wasserlauf, besonders bestimmt werden muss, in letzterem Falle aber auch nur innerhalb einer regelmässigen Strecke gleichwertig bleibt.

Für regelmässige Gerinne nahm Eytelwein unter der Voraussetzung, dass als Längeneinheit das Meter festgehalten und die Geschwindigkeit in Meter für die Sekunde ausgedrückt werde, durchschnittlich $\varkappa = 50{,}9$ an. Tatsächlich wird der jeweilige Wert von $\varkappa$ durch sehr verschiedenartige Umstände bedingt und die meisten Bemühungen zur Verbesserung der Geschwindigkeitsformeln laufen darauf hinaus, den Einfluss dieser Umstände in passender Weise rechnerisch zum Ausdruck zu bringen.

Näheres hierüber kann aus dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften III. Bd., 3. Auflage (Kap. II), bearbeitet von Schlichting, S. 193 und auf Frauenholz, Hydrometrie, Handbuch der Baukunde, Abt. I, Bd. I, VII. Abschnitt entnommen werden. Hier soll nur noch hervorgehoben werden, dass von den verschiedenen Geschwindigkeitsformeln jetzt die neuere Formel Bazin's [1])

[1]) H. Bazin, Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts, Ann. d. ponts et chauss., Mém. 1897, 4. trim., p. 20. Sodann: H. Gravelius, Die Geschwindigkeitsformel, Zeitschr. f. Gewässerkunde, I. Bd., 1898, S. 196.

$$v = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{r}}} . \sqrt{\varphi . r} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (176$$

gewöhnlich bevorzugt wird. φ und r haben dieselbe Bedeutung wie in Gleichung 175 und γ bringt den Rauhigkeitsgrad des Bettes zum Ausdruck; für denselben werden folgende Durchschnittswerte angenommen:

177)

1.	Sehr glatte Gerinne (Zement, gehobelte Bretter etc.)	$\gamma = 0{,}06$
2.	Glatte Gerinne (Hausteine, Bretter etc.)	0,16
3.	Gemauerte Gerinne	0,46
3 a.	Gerinne gemischter Natur (Sehr regelmässige Querschnitte in Erde)	0,85
4.	Gerinne in Erde unter gewöhnlichen Bedingungen	1,30
5.	Gerinne in Erde unter ungewöhnlichen Bedingungen (Anhägerungen im Bett, verkrautete Betten etc.)	1,75.

Nach Beobachtungen von Krapf und Kreuter am schweizerisch-österreichischen Oberrhein scheint bei Flüssen mit gröberem Geschiebe der Wert von $\gamma = 1{,}75$ noch zu klein.

Aus den sogenannten Geschwindigkeitsformeln werden die Geschwindigkeiten natürlicher Wasserläufe um so richtiger gefunden, je regelmässiger deren Querschnitt geformt ist und ein je gleichmässigeres Gefäll sie besitzen, wobei es noch besonders darauf ankommt, dass sich Wassertiefe, Querschnittsfläche und benetzter Umfang stetig verändern. Letzteres ist z. B. bei dem in Abb. 118 dargestellten, sonst ganz regelmässigen Flussquerschnitte nicht der Fall, denn sobald das Wasser im mittleren Teile ABCD, dem eigentlichen Flussschlauche,

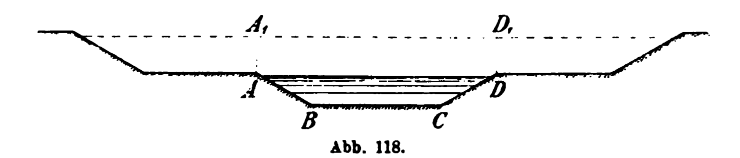


Abb. 118.

keinen Platz mehr findet und das Vorland beiderseits überflutet, nimmt der Querschnitt verhältnismässig langsam, der benetzte Umfang aber plötzlich sehr stark zu. Es ist deshalb nötig, die ganze Fläche durch die beiden Lote AA_1 und DD_1 in drei Teile zu zerlegen und die in den äusseren Teilen gleiche, im mittleren Teile davon abweichende mittlere Geschwindigkeit gesondert zu bestimmen.

Wassermenge. Bei kleineren Wasserläufen erhält man nach den früheren Angaben die Wassermenge aus der Gleichung

$$\mathfrak{M} = F_1 v_1 + F_2 v_2 + F_3 v_3 + \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (178$$

bei grösseren Flüssen aber, nachdem die erforderlichen Messungen ausgeführt und die mittlere Geschwindigkeit aus einer der Geschwindigkeitsformeln berechnet worden, aus der Beziehung

$$\mathfrak{M} = F . v \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (179$$

Näheres über die Aufnahme der Flussquerschnitte und über die Bestimmung des Flussgefälles gehört in die Vermessungskunde.

c) Bestimmung der abfliessenden Wassermenge aus dem Niederschlagsgebiet und der Regenhöhe.

Von den Niederschlägen, die auf ein bestimmtes Regengebiet treffen, fliesst immer nur ein Bruchteil auf der Oberfläche des Bodens ab; ein Teil geht durch Verdunstung in die Luft zurück, ein anderer Teil wird von der Pflanzenwelt aufgenommen, ein dritter versickert ins Innere des Bodens, um als Grundwasser den Flussläufen zuzuströmen, und der Rest wird im allgemeinen in Form von Schnee oder aus besonderen Gründen zurückgehalten. Die Grösse dieser verschiedenen Mengen wird in später zu besprechender Weise durch die äusseren Verhältnisse vielfach beeinflusst und ist im gegebenen Falle nur schwer abzuschätzen, aber auch der zunächst in die Augen springende Vorgang beim Wasserabflusse nach der Oberfläche stellt sich ziemlich verwickelt dar. Derselbe würde einfach zu übersehen sein, wenn das Niederschlagsgebiet eine rechteckig begrenzte schiefe Ebene von der Länge s, der Breite b und dem Neigungswinkel φ gegen die Wagrechte darstellte, und wenn man annehmen dürfte, jede auf diese Ebene niederfallende Regenschichte bewege sich sofort mit einer bestimmten gleichförmigen Geschwindigkeit abwärts.

Schiefe Ebene als Niederschlags-Gebiet.

Letztere Annahme haben manche Ingenieure zur Erleichterung einschlägiger Untersuchungen tatsächlich gemacht, z. B. Blohm[1]) und Kaven[2]). Später hat Lueger[3]) das Problem unter anderen Annahmen behandelt und neuerdings ist eine Promotionsschrift[4]) erschienen, die unter Benützung von Anregungen, wie sie Finsterwalder im mathematischen Seminar und Kreuter in seinen Vorlesungen an der technischen Hochschule in München gegeben, theoretische Entwickelungen und praktische Anwendungen liefert. Die hauptsächlichen Ergebnisse dieser neuesten Arbeit sollen im folgenden kurz dargelegt werden.

Es werde ein gleichmässig andauernder Regen über der ganzen, vorhin erwähnten schiefen Ebene gedacht, der die Niederschlagshöhe r'' innerhalb einer Sekunde liefert, wovon jedoch nur ein Teil zum Abflusse gelangt und zwar von der Grösse r, senkrecht zur schiefen Ebene gemessen, während der Rest, wie oben dargelegt, versickert, verdunstet und an die Pflanzenwelt übergeht. Die Aufgabe geht dahin den Vorgang mathematisch zu fassen, der sich während des Regens in der Zeit dt auf dem Streifen b.ds der schiefen Ebene abspielt.

Anschwellen des Wassers.

Die zu irgend einer Zeit längs dieses Streifens vorhandene Wassertiefe T, bezw. die über demselben liegende Wassermenge b . d s . T erleidet eine Änderung

1. infolge des fortdauernden Regens,
2. durch den Abfluss des Wassers von der schiefen Ebene.

Die infolgedessen eintretende Gesamtänderung in der Wassermenge ist gleich der Differenz dieser beiden Einzeländerungen, da der Betrag 1. jedenfalls eine Mehrung, der Betrag 2. aber eine Verminderung der vorhandenen Wassermenge darstellt, letzteres unter der Voraussetzung, dass die Wassertiefe von oben nach unten hin zunimmt.

[1]) Blohm, Über den Einfluss der äusseren Bodengestaltung der Quellengebiete und die periodischen Anschwellungen der kleineren Flüsse und Bäche. Zeitschr. des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1858, S. 23.

[2]) Kaven, Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften. Abt. I Einleitung zum Wege- u. Eisenbahnbau und der Wegbau, Hannover 1870. S. 42[illegible].

[3]) Lueger, Der städtische Tiefbau. Band II, Darmstadt 189[illegible], S. [illegible].

[4]) W. Herbst, Ermittelung einer Beziehung zwischen der Niederschlagsmenge in einem Flussgebiete und der grösstmöglichen Abflussmenge in demselben. Von der k. Technischen Hochschule zu München genehmigte Dissertation. München, 1905.

Die hiernach zu berechnende gesamte Änderung der Wassermenge muss nun auch gleich $dT.b.ds$ sein, wenn dT die Änderung der Wassertiefe längs des Streifens infolge der beiden Vorgänge bedeutet.

Zu 1. Auf den Streifen $b.ds$ trifft in 1 Sek. die Niederschlagsmenge

$$d\mathfrak{Q} = b.ds.\tau$$

und innerhalb der Zeit dt die Menge

$$d\mathfrak{Q}.dt = b.\tau.ds.dt \quad . \quad . \quad . \quad (180$$

Zu 2. Ist v_0 die mittlere Geschwindigkeit in der Sekunde, mit der das Wasser durch einen Querschnitt fliesst, also nach Chèzy Eytelwein[1])

$$v_0 = \varkappa \sqrt{\frac{F}{p}\operatorname{tg}\varphi}$$

oder, weil $F = b.T$ und $p = b$ stattfindet, auch

$$v_0 = \varkappa.\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}},$$

so berechnet sich die in 1 Sek. durch den Querschnitt gehende Wassermenge zu

$$\mathfrak{Q}_A = F.v_0 = \varkappa b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{3}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad (181$$

Will man die Änderung dieser Wassermenge innerhalb der Wegstrecke ds, so hat man zu berücksichtigen, dass T eine Funktion der beiden Veränderlichen s und t ist, so dass also für eine bestimmte Zeit t

$$\frac{\partial \mathfrak{Q}_A}{\partial s} = \frac{d[\varkappa b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{3}{2}}]}{dT}.\frac{\partial T}{\partial s}$$

gilt, oder

$$d_s\mathfrak{Q}_A = \frac{3}{2}\varkappa b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}.\frac{\partial T}{\partial s}.ds$$

und als Änderung während der Zeit dt

$$d_s\mathfrak{Q}_A.dt = \frac{3}{2}\varkappa b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}.\frac{\partial T}{\partial s}.ds.dt \quad . \quad . \quad (182$$

Nach den früheren Darlegungen erhält man die Gesamtänderung des Wasserquantums durch Vereinigung der Gleichungen 180 und 182 zu

$$d\mathfrak{Q}.dt - d_s\mathfrak{Q}_A.dt = b.\tau.ds.dt - \frac{3}{2}\varkappa b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}\frac{\partial T}{\partial s}ds.dt$$

und dieser muss dem Betrage $d_tT.ds.b$ oder, weil

$$d_tT = \frac{\partial T}{\partial t}.dt$$

stattfindet, gleich $\frac{\partial T}{\partial t}b.dt.ds$ sein.

Es gilt also schliesslich die Beziehung

$$\tau - \frac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}.\frac{\partial T}{\partial s} = \frac{\partial T}{\partial t} \text{ oder } \frac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}.\frac{\partial T}{\partial s} + \frac{\partial T}{\partial t} = \tau. \quad (183$$

Die Auflösung derselben mit Hilfe des simultanen Systems von Lagrange liefert die beiden Gleichungen

$$T = \tau t + c_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (184a$$

$$s = \frac{\varkappa}{\tau}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{3}{2}} + c_2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (184b$$

---

[1]) Siehe Gleichung 175 auf S. 292.

Dieselben geben die gesuchte Abhängigkeit der Tiefe T von der Zeit t und der Weglänge s an, sobald der richtige Zusammenhang zwischen den Konstanten c_1 und c_2 bekannt ist.

Wie aus Gleichung 184a und 184b ersichtlich ist, verlaufen die durch sie dargestellten Raumkurven parallel zueinander. Um den Verlauf des Anschwellens genauer kennen zu lernen, genügt es deshalb, ein partikuläres Integral der Lösung des simultanen Systems zur näheren Untersuchung herauszugreifen.

Für den hier in Rede stehenden Fall sind zur Bestimmung von c_1 und c_2 die Anfangsbedingungen

$$\left.\begin{array}{l} t = 0,\ T = 0 \\ s = 0,\ T = 0 \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (185$$

zutreffend und deshalb massgebend; sie bringen nämlich zum Ausdruck, dass bei Beginn des Regens die schiefe Ebene trocken liegt und dass während der Beobachtung das in Betracht stehende Abzugsgebiet von oberhalb gelegenen Gebieten her keine Zuflüsse erhält.

Hiermit berechnet sich $c_1 = c_2 = 0$, so dass nun die beiden Gleichungen

$$T = \tau t \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (186a$$

$$s = \frac{\varkappa}{\tau}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,.\,T^{\frac{3}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (186b$$

die gewünschte mathematische Auffassung des Vorganges beim Abfluss des Wassers geben, die Anschwellungskurve darstellen.

In diesen Gleichungen sind als gegeben zu betrachten
die zum Abfluss kommende Regenhöhe (τ),
die Neigung der schiefen Ebene gegen den Horizont (φ),
und der sogenannte Geschwindigkeitskoeffizient $\varkappa$,
während
die Wassertiefe (T),
die Zeitdauer des Regens (t)
und die Wegstrecke auf der schiefen Ebene (s)
als die laufenden Koordinaten erscheinen.

An irgend einer Stelle der schiefen Abflussebene (in der Entfernung s von dem oberen Ende) nimmt bei einer gegebenen Regendichte nach Gleichung 186a die Wassertiefe mit der Regendauer gleichförmig zu, bis letztere den aus Gleichung 186b für $T = \tau t$ zu entnehmenden Wert

$$t' = \sqrt[3]{\frac{1}{\tau \operatorname{tg}\varphi}\left(\frac{s}{\varkappa}\right)^2} \quad . \quad . \quad . \quad (187$$

erreicht hat und dementsprechend schwillt auch die sekundliche Wassermenge von Null bis zu dem aus Gleichung 181 für $T = \tau t$ folgenden Werte

$$\mathfrak{Q}' = \varkappa b \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,(\tau\,.\,t')^{\frac{3}{2}} = b\,.\,s\,.\,\tau \quad . \quad . \quad (181a$$

stetig an. Beide Werte sind Grösstwerte, die nicht weiter zunehmen, sondern einen Beharrungszustand zeigen, auch wenn der Regen noch über die Zeit t' (Gleichung 187) hinaus anhalten sollte. Umgekehrt treten sie überhaupt nicht hervor, wenn der Regen schon vor Abfluss der Zeit t' sein Ende erreicht hat. Es ergeben sich dann an der bisher betrachteten Stelle für die Wassertiefe und die Abflussmenge kleinere Werte wie vorhin, nämlich die Grösstwerte, die einem gewissen, durch die jetzige Regendauer bestimmten, höher gelegenen Punkte der Abflussebene zugehören. Dieselben würden eine gewisse Zeit auch in dem

der Beobachtung unterliegenden Punkte in konstantem Betrage anhalten, worauf der Abschwellungsvorgang beginnen würde.

Ab-schwellen des Wassers.

Die Untersuchung der Änderungen, die die über dem Streifen b.ds befindliche Wassermenge in der Zeit dt beim Abschwellen erfährt, liefert das Ergebnis, dass diese Änderungen mit jenen bei der Anschwellung übereinstimmen. Man kann deshalb auch jetzt von der Beziehung 183 ausgehen, muss aber in derselben $\tau = 0$ setzen, so dass nun

$$\tfrac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,.\,T^{\frac{1}{2}}\,.\,\frac{\partial T}{\partial s}+\frac{\partial T}{\partial t}=0 \qquad (188$$

gilt.

Die zur Lösung dieser Gleichung erforderlichen Lagrange'schen Hilfsgleichungen lauten

$$\tfrac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}:1:0=ds:dt:dT,$$

woraus

$$dT=0 \text{ und } ds=\tfrac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}\,.\,dt$$

und dann durch Integration

$$T=c_3 \qquad (189\,a$$

$$s=\frac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\sqrt{c_3}\,t+c_4 \qquad (189\,b$$

erhalten wird. Diese beiden Gleichungen zusammen bilden die Lösung des simultanen Systems. Dieses stellt Gerade dar, die im Raume parallel der s.t-Ebene eines rechtwinkeligen Achsenkreuzes verlaufen. Das Integral der partiellen Differentialgleichung 188 erhält man aus dem System 189, wenn man c_4 = Funkt. (c_3) setzt; es besteht folglich aus ebensoviel Lösungen, als es verschiedene Funktionen gibt.

Zur näheren Untersuchung des Vorganges bei der Abschwellung wird von allen möglichen Integralen wieder eine partikuläre Lösung herausgegriffen und zwar jene auf Grund der Anfangsbedingungen:

$$\begin{aligned}&s=0,\ T=0\\&t=0,\quad \varkappa\, b\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{3}{2}}=\lambda(s\,b)\cos\varphi\end{aligned} \qquad (190$$

die aussagen, dass während der Beobachtung kein Wasser von oben nachfliesst und dass bei einer bestimmten Regendichte τ die grösstmögliche sekundliche Abflussmenge proportional der Horizontalprojektion der Abflussebene sei.

Hierfür erhält man

$$c_4=\frac{\varkappa\, c_3^{\frac{3}{2}}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}{\lambda\cos\varphi}$$

und schliesslich die beiden Beziehungen

$$T=c_3 \qquad (191\,a$$

$$s=\frac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,.\,c_3^{\frac{1}{2}}\,.\,t+\frac{\varkappa\, c_3^{\frac{3}{2}}\,.\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}{\lambda\cos\varphi}=\operatorname{tg}\alpha\,.\,t+m \qquad (191\,b$$

wenn man unter $\operatorname{tg}\alpha$ und m die entsprechenden Faktoren der einzelnen Summanden zusammenfasst.

Die beiden Gleichungen 191 zusammen stellen eine bestimmte Schar von einfach unendlich vielen Geraden dar. Durch Eliminierung von c_3 erhält man als besondere partikuläre Lösung der ursprünglichen partiellen Differentialgleichung 188 die Integralfläche

$$s=\tfrac{3}{2}\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,T^{\frac{1}{2}}\,.\,t+\frac{\varkappa\, T^{\frac{3}{2}}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}{\lambda\cos\varphi} \qquad (192$$

die den gesuchten Zusammenhang zwischen Wassertiefe T, Weglänge s und Zeit t bei dem Abschwellen darstellt.

Die Auflösung nach T liefert

$$\sqrt{T} = \sqrt[3]{\frac{\lambda s \cos\varphi}{2\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}} + \sqrt{\left(\frac{\lambda s \cos\varphi}{2\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}\right)^2 + \left(\frac{\lambda t \cos\varphi}{2}\right)^3}} + \sqrt[3]{\frac{\lambda s \cos\varphi}{2\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}} - \sqrt{\left(\frac{\lambda s \cos\varphi}{2\varkappa\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}\right)^2 + \left(\frac{\lambda t \cos\varphi}{2}\right)^3}} \quad . \quad (193$$

woraus sich für jede Wegstrecke s die verschiedenen Zeitpunkten zugehörigen Wassertiefen berechnen lassen; ebenso erhält man hieraus für jeden Zeitpunkt nach Beginn des Abschwellens die Form des Wasserspiegels für zusammengehörige Werte von s und T.

Bisher wurde vorausgesetzt, dass vor Beginn des Abschwellens der Regen so lange angedauert habe, dass die grösstmöglichen Tiefen an allen Stellen der schiefen Ebene wirklich erreicht wurden, ein ungünstiger Fall, der aber für die Anwendnng von besonderer Bedeutung ist.

In der angezogenen Schrift wird dann auch der Fall erörtert, dass diese Bedingung nicht erfüllt wird. Hierauf soll jedoch an dieser Stelle nicht weiter eingegangen und nur die Gleichung

$$s = \tfrac{3}{2}\varkappa T_0^{\frac{1}{2}}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\,.\,t_a + \frac{\varkappa T_0^{\frac{3}{2}}\sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}{\lambda\cos\varphi} \quad . \quad . \quad (194$$

angeführt werden, die angibt, wie der Beginn des Abschwellens auf dem Wege s mit der Zeit fortschreite, wenn T_0 die grösste, bei Aufhören des Regens erreichte Wassertiefe und t_a die Zeit des blossen Abfliessens der Wasserschichte bedeutet.

Verwertung der theoretischen Ergebnisse

In der angezogenen Dissertation wird auf Anregung Kreuter's an Stelle eines in Betracht stehenden Niederschlagsgebietes mit seiner unregelmässigen Grundrissfigur und seinen wechselnden Neigungsverhältnissen ein ebenes Rechteck gesetzt, das die für den Abfluss des Wassers hauptsächlich massgebenden Eigenschaften jenes Gebietes aufweist, so dass es als dessen hydrometrisch gleichwertige Ersatzfläche gelten kann.

Dieses Rechteck von der Breite b und der schiefen Länge s muss denselben Inhalt (H) der Horizontalprojektion wie die vorgelegte topographische Fläche haben und sein Neigungswinkel gegen den Horizont (φ), wie auch seine mittlere Höhe (h_0)[1] sollen mit dem mittleren Böschungswinkel[2], bezw. der mittleren Höhe der topographischen Fläche übereinstimmen.

Sobald H, φ und h_0 für ein Niederschlagsgebiet vorliegen, ist auch das Ersatzrechteck bestimmt, indem $b = \frac{H\,.\operatorname{tg}\varphi}{2\,h_0}$ und $s = \frac{2\,h_0}{\sin\varphi}$ stattfindet, und es können nun die Rechnungen auf die Ersatzebene angewendet werden.

Aus der Gleichung 181, bezw. 181a (S. 296), nämlich

$$Q_0 = \varkappa b \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\, T^{\frac{3}{2}} = b\,.\,s\,.\,r = \frac{H\,.\,r}{\cos\varphi}$$

[1] Die mittlere Höhe einer Bodenfläche lässt sich mit Hilfe eines Schichtenplanes leicht bestimmen als Quotient aus der Summe der Rauminhalte sämtlicher Schichten in den Flächeninhalt des Grundrisses der Bodenfläche.

[2] Nach Finsterwalder (siehe Fussnote 2 auf S. 17) erhält man den mittleren Böschungswinkel einer Bodenfläche aus der Beziehung

[illegible]

ergibt sich die grösste sekundliche Wassermenge, die auftreten würde, falls die Regendichte τ mindestens so lange anhielte, bis die grösste ihr entsprechende Wassertiefe sich auf der schiefen Ebene ausgebildet hätte; dieselbe erreicht höchstens den Betrag der ganzen, in einer Sekunde von der Fläche b s abfliessenden Wassermenge. Die Zeit, nach der diese grösstmögliche Menge am Fusse der schiefen Ebene der Theorie nach eintreffen würde, berechnet sich zu

$$t = \sqrt[3]{\frac{1}{\tau \operatorname{tg} \varphi} \cdot \left(\frac{s}{\varkappa}\right)^2}.$$

Wenn auch Regenfälle von unveränderlicher Dichte während einer bestimmten Zeit, gleichmässig für das ganze Niederschlagsgebiet nur ausnahmsweise eintreten werden, so wird man sie doch im allgemeinen bei Berechnung der Lichtweiten von Durchlässen voraussetzen.

Niederschlagsmengen.

Es fragt sich jetzt weiter, welche Regendichte festgehalten werden soll, zunächst wie grosse Niederschlagsmengen überhaupt erwartet werden können und wieviel davon schliesslich zum Ablauf kommt. Damit wird eine äusserst verwickelte Angelegenheit berührt, auf die an dieser Stelle näher einzugehen, gänzlich ausgeschlossen erscheint. Nur wenige Angaben können zusammengestellt werden.

In einer eingehenden Arbeit von Hellmann[1]) wird unter anderem auch eine Tabelle gegeben, aus welcher die folgenden Angaben entnommen sind:

Tabelle 38.

Grösste tägliche Niederschlagshöhen in Millimeter.

Ort	Betrag
Preussen.	
Ost- und Westpreussen.	
Tilsit	78
Königsberg	69
Klaussen	100
Brandenburg.	
Berlin	67
Frankfurt a/O.	94
Pommern.	
Kolberg	102
Stettin	85
Posen.	
Bromberg	47
Posen	83
Schlesien.	
Breslau	95
Ratibor	89
Görlitz	68
Glatzer Schneeberg	153
Hausdorf b. Neurode	140
Schneekoppe	227
Sachsen.	
Torgau	63
Halle a/S.	89
Salzwedel	78

Ort	Betrag
Schleswig-Holstein.	
Kiel	100
Hadersleben	76
Hannover.	
Hannover	62
Brocken	127
Buchenberg bei Elbingerode	248
Emden	60
Westfalen.	
Gütersloh	90
Hessen-Nassau.	
Frankfurt a/M.	69
Schlüchtern	125
Rheinprovinz.	
Köln	63
Trier	73
Aachen	75
Übrige norddeutsche Staaten ohne Sachsen.	
Schwerin	76
Löningen	83
Harzgerode	121
Gotha	58
Waltershausen	108

Ort	Betrag
Hamburg	86
Giessen	116
Sachsen.	
Leipzig	74
Dresden	84
Bischdorf bei Löbau	104
Freiberg	59
Bayern.	
Hof	67
Speier	69
Nürnberg	70
Regensburg	50
München	92
Augsburg	50
Memmingen	64
Kreuth	94
Traunstein	68
Lindau	112
Württemberg.	
Öhringen	87
Bruchsal	84
Stuttgart	71
Kirchheim u. T.	114
Schopfloch	98
Freudenstadt	106

[1]) Hellmann, Grösste Niederschlagsmengen in Deutschland, mit besonderer Berücksichtigung Norddeutschlands. Zeitschrift des k. preuss. statistischen Bureaus, 1884, S. 251.

Ort	Betrag	Ort	Betrag	Ort	Betrag
Ulm	58	**Böhmen.**		Graz	62
Friedrichshafen	115	Elbfall-Baude	212	Edelschrott	141
Baden.		Riesenhain	146	**Kärnten.**	
Wertheim	86	Prag	53	St. Peter	121
Bretten	100	Czaslau	138	St. Jakob	174
Mannheim	115	**Galizien u. Bukowina.**		Luggau	132
Heidelberg	80	Biala	72	Oberdraubung	125
Karlsruhe	92	Bochnia	134	Pontafel	143
Meersburg	135	Lemberg	103	Raibl	240
Baden-Baden	124	Czernowitz	96	Mittel aus 17 Jahren	143
Freiburg	99	**Nieder-Österreich.**		**Krain.**	
Höchenschwand	141	Wien	104	Laibach	122
Elsass-Lothringen.		Hadersdorf	174	**Görz, Küstenland und Dalmatien.**	
Kehler Brücke	73	Reichenau	115	Görz	149
Melkerei	101	**Ober-Österreich.**		Triest	140
Altbreisach	63	Kremsmünster	108	Pola	101
Österreich-Ungarn.		St. Wolfgang	158	Lissa	178
Schlesien.		**Salzburg.**		Ragusa	298
Freistadt	132	Gastein	102	**Ungarn, Siebenbürgen etc.**	
Leskowetz	145	Rathausberg	119	Trentschin	267
Kotzobendy	156	**Tirol u. Vorarlberg.**		Schemnitz	133
Teschen	106	Taufers	113	Budapest	108
Mähren.		Trient	110	Szeged	123
Ostrawitz	179	Riva	106	Schässburg	119
Rožna	200	Bregenz	108	Oravicza	126
Brünn	96	**Steiermark.**		Pancsova	155
		Aussee	110	Esseg	110
				Lokve	174
				Fuzine	160

Zu bemerken hierzu ist nur, dass die angegebenen grössten, täglichen Regenmengen nicht immer zusammentreffen mit den grössten 24 stündigen Summen, und deshalb nur als untere Grenzen dieser Summen aufzufassen sind.

In der Abhandlung von **Hellmann** heisst es dann unter anderem noch:

„Man ist zu dem Schlusse berechtigt, dass ein Tagesmaximum der Niederschläge von mindestens 100 mm im ebenen Norddeutschland überall zu gewärtigen ist. Im gebirgigen Norddeutschland steigern sich, wie die Beobachtungen aus dem Riesengebirge und dem Harze zeigen, diese grössten Tagesmengen häufig um die Hälfte, ja erreichen sogar das $1^1/_2$fache jener. Die grösste aus Norddeutschland bisher bekannt gewordene Regenmenge eines Tages, 248 mm, ging bei einem Wolkenbruche am 22./23. Juli 1855 auf dem Büchenberge zwischen Wernigerode und Elbingerode in nicht ganz 24 Stunden nieder. Das Gebiet dieses ungeheuerlichen Gewittergusses war sehr beschränkt; denn auf dem Brocken wurden am nämlichen Tage nur 63 und im Selketale nur 51 mm gemessen; Wernigerode aber erlebte eine der grössten und plötzlichsten Überschwemmungen dieses Jahrhunderts.

„Bei einer ähnlichen unheilvollen Katastrophe, welche am 17./18. Juni 1882 das eigentliche Riesengebirge betraf, wurden auf dem Hochgebirge in gleichfalls nicht ganz 24 Stunden Regenmengen beobachtet, die der vom Büchenberge an Grösse nur wenig nachstehen. Es fielen damals

Kammerswaldau bei Hirschberg	94 mm	Nordseite des Gebirges.
Eichberg bei Hirschberg	71 „	
Schreiberhau	44 „	
Kirche Wang	154 „	Eigentliches Gebirge.
Schneekoppe	227 „	
Elbfall-Baude	212 „	
Friedrichsthal	141 „	
Riesenhain	146 „	
Kleinaupa	148 „	

Neuwelt	91 mm	Südseite des Gebirges.
Wilhelmshöhe	73 „	
Weissbach	68 „	
Marschendorf IV	88 „	
Rudolfsthal	80 „	

„In dem, an das preussische Schlesien angrenzenden österr. Schlesien und Mähren sind Tagesmaxima des Regens von **156**, **179**, ja **200** mm beobachtet worden (alle drei bei einem Gewitterregen am 4./5. August 1880), also wesentlich grössere Mengen als diesseits der Grenze, wo die Ebene vorherrscht.

„Die absolut grösste Menge, die ich für Österreich-Ungarn nachweisen konnte, ist die am 13. Dezember 1872 in Ragusa gefallene, nämlich nicht weniger als **298** mm."

In der Abhandlung von Hellmann werden auch die in der nachstehenden Tabelle 39 aufgenommenen grössten stündlichen Niederschlagshöhen angegeben und dazu bemerkt, dass besonders starke Regenfälle nicht bloss von kurzer Dauer, sondern auch relativ ergiebiger als sogenannte Landregen sind. Selten falle ein Regen 10 Minuten lang mit gleicher Dichtigkeit, diese wechsele vielmehr beständig. Überhaupt werde die Dauer der Niederschläge in der Regel bedeutend überschätzt; Regenfälle mit 24 stündiger Dauer gehörten schon zu den grössten Seltenheiten. Die durchschnittliche Zahl der Niederschlagsstunden, die auf einen Niederschlagstag entfallen, werde gleichfalls für gewöhnlich überschätzt. Nach 7-, bezw. 9 jährigen Beobachtungen an 2 Orten wechselte die Zahl der Niederschlagsstunden in den einzelnen Monaten zwischen 2,6 und 7,6 und betrug im Jahre 4,3, bezw. 4,7 Stunden.

Tabelle 39.

Grösste stündliche Niederschlagshöhen in Millimeter.

Ort	Dauer	Gesamtbetrag mm	Betrag in 1 Stde. mm	Ort	Dauer	Gesamtbetrag mm	Betrag in 1 Stde. mm
Gütersloh	17 h	65	3,8	Salzwedel	2 h 45 m	78	28,4
Kiel	5 h	20	4,0	Löningen	2 h	57	28,5
Konitz	10 h 30 m	52	5,0	Tilsit	2 h	57	28,5
Kiel	7 h	37	5,3	Königsberg i. Pr.	2 h	58	29,0
Tilsit	7 h	41	5,9	Eichberg bei Hirschberg	3 h	91	30,3
Klausthal	18 h	105	5,9	Sondershausen	1 h 30 m	52	34,7
Klausthal	19 h	116	6,1	Elster in Sachsen	1 h	36	36,0
Berlin	11 h	67	6,1	Beuthen in Ob.-Schles.	3 h	110	36,7
Kiel	5 h	35	7,0	Schlüchtern	3 h	125	41,7
Tilsit	11 h	78	7,1	Ratibor	1 h 30 m	68	45,3
Brockengipfel	18 h	127	7,1	Dresden	1 h 30 m	75	50,0
Klausthal	15 h	107	7,1	Mühlhausen i. Th.	1 h	54	54,0
Gütersloh	12 h 30 m	90	7,2	Kolberg	30 m	28,2	56,4
Tilsit	4 h	33	8,2	Tharand	1 h	58	58,0
Tilsit	6 h	59	9,8	Torgau	1 h	60	60,0
Konitz	5 h	50	10,0	Breslau	1 h 30 m	95	63,3
Kiel	2 h	21	10,5	Dresden	20 m	22	66,0
Konitz	3 h 30 m	42	12,0	Königsberg i. Pr.	45 m	55	68,8
Marnitz (Mecklenb.)	5 h	68	13,6	Kiel	20 m	23,6	70,8
Kiel	3 h	41	13,7	Posen	20 m	24,0	72,0
Elsfleth	3 h	42	14,0	Trier	1 h	73,2	73,2
Otterndorf	3 h	43	14,3	Waltershausen	1 h	75	75,0
Kolberg	7 h	102	14,6	Wernigerode	30 m	39,4	78,8
Gotha	3 h	50	16,7	Dresden	30 m	41	82,0
Kiel	5 h	89	17,8	Klausthal	25 m	36	86,4
Erfurt	4 h	82	20,5	Annaberg in Sachsen	15 m	24	96,0
Kleve	2 h 30 m	60	24,0	Gütersloh	7 m	14,3	122,6
Schönberg in Mecklenb.	1 h	25,3	25,3	Wermsdorf. i. Sachsen	15 m	31,4	125,6

Sieht man von den Fällen ab, in denen die Regendauer weniger als 1 Stunde betrug und deshalb eine Extrapolation notwendig war, so ist die grösste, innerhalb 1 Stunde wirklich gefallene Regenhöbe 75 mm. Dieselbe wurde am 14. August 1884 zu Waltershausen bei Gotha gemessen und ist abends zwischen 6 und 8 Uhr bei einem schweren Gewitter niedergegangen.

Lang (Niederschlagsmaxima in Bayreuth und München während des Zeitraums 1850—1884, Beobachtungen der meteorologischen Stationen im Königreich Bayern, 6. Bd. 1884, S. XL) äussert zu seinen Mitteilungen insbesondere folgendes:

„Aus diesem Materiale ersieht man zunächst, dass das tägliche Niederschlagsmaximum in Bayreuth innerhalb der vorliegenden 34 Jahre mit 78,3 mm am 14. Juni 1873 zur Beobachtung kam, wogegen das absolute Maximum in Bogenhausen am 28. Mai 1881 mit 69,7 mm aufgezeichnet wurde, dem die Niederschlagsmenge vom 4. August 1884 mit 69,5 mm sehr nahe kommt. Letztere Menge ist in 1¾ Stunden gefallen, so dass auf die Stunde ein Maximalniederschlag von 39,7 mm traf. Links der Isar an der Zentralstation wurde am letztgenannten Tage von 3^{45}—6^{20} eine Regen- und Hagelmenge von 69,1 mm gemessen, so dass in der Stunde 28,2 mm gefallen sind; die Kanäle haben an diesem Tage zur Abfuhr nicht ausgereicht und einzelne Stadtteile waren überflutet, so zwar, dass die Kellerräume des Bahnhofneubaues, der an einem der höher gelegenen Punkte der Stadt steht, ausgepumpt werden mussten. Gleiches fand am 24. August 1880 statt, woselbst links der Isar in der Zeit von 3^{25}—4^{0} 36,1 mm gefallen sind, was einer stündlichen Menge von 61,9 mm entsprechen würde (falls gleiche Regendichtigkeit vorhanden gewesen wäre, was aber sehr unwahrscheinlich). Auch an diesem Tage trat mehrfach Wassersnot ein. Derartige Gussregen besitzen auf engbegrenztem Gebiete schon so verschiedene Stärke, dass die Regenmaxima z. B. an der Sternwarte und an der Zentralstation, in der Luftlinie nur 2½ km voneinander entfernt, durchaus nicht die gleichen sind; während für Bogenhausen 69,7 mm als tägliches Maximum während der Zeit von 35 Jahren sich herausstellte, hat man links der Isar am gleichen Tage, nämlich am 28. Mai 1881, eine Menge von 92,0 mm gemessen. Diese Menge fiel von 1—4¾ und von 7—8 Uhr, so dass sich also eine stündliche Menge von ungefähr 19 mm entziffert.“

Tiefenbacher[1]) findet aus einer umfassenden Zusammenstellung der Regenmengen für Zentral-Europa die stärksten Niederschläge in der Stunde

bei anhaltendem Landregen zu 4—8 mm
bei Wolkenbrüchen zu 24—40—60 mm,

wobei die um 4 und 24 mm liegenden, 1—2 Stunden währenden Land- und Gewitterregen durchaus nicht zu den seltenen Erscheinungen gehören.

In Bayern sind seit einer Reihe von Jahren zahlreiche Beobachtungen über Dichte und Dauer bedeutender Regenfälle, sowie Aufzeichnungen mit selbstschreibenden Regenmessern gemacht worden. Das umfangreiche, in solcher Weise gewonnene Zahlenmaterial ist in der 6. Abhandlung des K. Bayer. Hydrotechnischen Bureaus von Bauamtmann A. Specht bearbeitet worden. Demnach kann die Tabelle (S. 303) festgehalten werden.

Abflussmengen

Wieviel von den niedergehenden Regenmengen verdunstet, versickert und sonstwie zu Verlust geht, hängt von vielerlei Umständen ab, von der Grösse, Höhenlage und Form der Bodenfläche, von klimatischen und geologischen Verhältnissen, von dem Bewachsungs- oder Bebauungszustande des Niederschlagsgebietes und endlich auch von der Witterung und der Jahreszeit[2]). Die zur Verfügung stehenden Angaben über einzelne dieser Faktoren und über ihr Zu-

[1]) Tiefenbacher, Die Ermittelung der Durchfluss-Profile mit besonderer Berücksichtigung der Gebirgs- und Wildbäche, Wien 1879, S. 9.

[2]) Einschlägige Literatur-Nachweise siehe: Jahrbuch des hydrotechnischen Bureaus, Abteilung der Obersten Baubehörde im k. Staatsministerium des Innern, München. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 3. Aufl., III. Bd., 1. Abt., 1. Hälfte, I. Kap., Kreislauf des Wassers, Grundwasser, Quellen, bearbeitet von P. Gerhardt, Leipzig 1892; sodann dasselbe Handbuch, 4. Aufl., 5. Teil, 4. Bd. 1 Kap., Anlagen zur Abführung der Brauch- u. Regenwässer, bearbeitet von A. Frühling, Leipzig 1903.

Tabelle 40.

Grösste Niederschläge in Bayern nach Dauer und Stärke.

Auf Grund von 500 Beobachtungen bayerischer Regenstationen in den Jahren 1899—1904.

		Regen-Stunden											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Grösste Regenhöhe in mm	I	78	102	126	127	129	130	131	132	134	135	136	143
	II	71	74	77	79	82	85	88	91	94	97	100	103
Regendichte in 1 Stunde in mm	I	78,0	5 ,0	42,0	31,8	25,7	21,7	18,7	16,6	14,9	13,5	12,4	11,9
	II	70,8	36,9	25,6	19,8	16,4	14,2	12,6	11,4	10,4	9,7	9,1	8,6
Sekundliche Regenmenge für 1 qkm in cbm	I	21 7	4,2	11,7	8,83	7,44	6,03	5,19	4,61	4,14	3,75	3,44	3,31
	II	19,7	10,2	7,11	5,50	4,56	3,94	3,50	3,17	2,90	2,69	2,53	2,39

		Regen-Stunden												Regen-Tage				
		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	2	3	4	5	6
Grösste Regenhöhe in mm	I	149	156	163	169	176	82	189	195	202	209	215	222	344	399	427	458	507
	II	106	109	111	113	115	7	119	121	123	125	27	129	137	146	154	164	171
Regendichte in 1 Stunde in mm	I	11,5	11,1	10,8	10,6	10,3	0,	9,9	9,8	9,6	9,5	9,4	9,2	7,2	5,5	4,4	3,8	3,5
	II	8,1	7,8	7,4	7,1	6,8	6,5	6,3	6,1	5,9	5,7	5,5	5,4	2,9	2,0	1,6	1,4	1,2
Sekundliche Regenmenge für 1 qkm in cbm	I	3,19	3,08	3,00	2,94	2,86	2,8	2,75	2,72	2,67	2,64	2,61	2,56	2,0	1,53	1,22	1,06	0,97
	II	2,25	2,17	2,06	1,97	1,89	,8	1,75	1,69	1,64	1,58	1,53	1,50	0,79	0,56	0,44	0,39	0,33

Bemerkung: I hat Geltung für regenreichere Gebiete mit einem durchschnittlichen Jahresniederschlag von 1400 mm und mehr.
II „ „ „ regenärmere „ „ „ „ „ „ 700 mm und weniger.

sammenwirken sind sehr voneinander abweichend, keineswegs zuverlässig und nicht ohne weiteres allgemein verwendbar. Für grössere Flussgebiete, wie sie bei Feststellung der Lichtweite von Brücken in Betracht kommen, ist die Regendichte ausserordentlich wechselnd und ungewöhnliche Regendichten sind jedenfalls nur strichweise vorhanden; man wird deshalb schon bei Bestimmung der Niederschlagsmengen einen Mittelwert für die Niederschlagshöhen annehmen müssen und es werden direkte Messungen der tatsächlich abfliessenden Wassermengen nicht zu umgehen sein. Einige Anhaltspunkte mag die folgende Tabelle geben.

Nach **Franzius**[1]) kann im allgemeinen nachfolgende Tabelle als Anhalt dienen:

Tabelle 41.

Deutsche Flüsse führen in 1 Sek. u. von 1 qkm Zuflussgebiet	bei kleinstem Wasser cbm	bei grösstem Wasser cbm	Verhältnis beider rund	Bemerkungen
nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002—0,004	0,35—0,60	1 : 150	Grosser Niederschlag, rascher u. voller Abfluss
in bergiger oder steiler hügeliger Gegend	0,002	0,18—0,23	1 : 90	Mässiger Niederschlag, rascher Abfluss
in nicht steiler hügeliger Gegend	0,0018	0,12—0,18	1 : 75	Mässiger Niederschlag, langsamer, unvollkommener Abfluss
in flacher Gegend	0,0016	0,06—0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, wie vorhin
in flacher, sandiger oder mooriger Gegend	0,0012-0,0015	0,035—0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grossenteils aufgesaugt.

Einfacher liegt die Sache für Durchlässe, die das aus kleinen Bodensenkungen zeitweilig fliessende Wasser abzuführen haben, weil hier Platzregen mit einer sehr bedeutenden Regendichte bei gleichmässiger Verteilung über das ganze Gebiet wohl angenommen werden können, und weil ausserdem bei der Raschheit, mit der das abfliessende Wasser von den entferntesten Punkten der Mulde bis zur Durchlassstelle gelangt, der Einfluss des Versickerns und Verdunstens mehr zurücktritt und zwar um so mehr, je stärker das Gefälle der Mulde, je mehr undurchlässig der Untergrund und je weniger bedeutend die Pflanzenwelt dortselbst ist.

Bei Entscheidung darüber, welche Regenhöhen dem Entwurfe eines Durchlasses zugrunde gelegt werden sollen, ist der Umstand nicht ausser acht zu lassen, dass gerade sehr heftige Regen in der Regel nur kürzere Zeit andauern, so dass man zuweilen Vergleichsrechnungen darüber anzustellen hat, ob ein stärkerer Regenguss von kurzer Dauer, oder ein schwächerer, aber längere Zeit andauernder Regen festgehalten werden muss. Ist auf solche Weise die in Betracht kommende grösste Regenhöhe festgesetzt, so kann man annehmen, dass hiervon bei einigermassen durchlässigem Boden von stärkerem Oberflächengefäll je nach Umständen 30—60 % zum Abfluss kommen, bei felsigem Untergrund selbst bis 90 %.

---

[1]) **Franzius**, Der Wasserbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, 2. Heft, S. 159. Siehe auch Handbuch der Ingenieurwissenschaften III. Bd., [illegible] Aufl., Kap. II, S. [illegible]

Köstlin[1]) spricht sich darüber folgendermassen aus:

„Das Aufsaugen ist verschieden je nach der Bodenbeschaffenheit, das Verdunsten hauptsächlich je nach der vorhandenen Vegetation. Allein allzu feine Unterschiede kann man nach der Natur der Sache vernünftigerweise nicht machen. Nach Hagen wären $^3/_7$ der wirklichen Niederschlagsmenge als zum Abflusse kommend anzunehmen, also nicht ganz die Hälfte. Um nicht ängstlich zu sein, wird man kecklich und ohne viel weitere Untersuchungen bezüglich der Bodenbeschaffenheit anzustellen, die Hälfte der Niederschlagsmenge als zum Abflusse kommend in Rechnung nehmen dürfen. Nur bei nacktem Felsboden müsste über die Hälfte gegangen werden, und zwar auf 0,57 mal die ganze Niederschlagshöhe."

Mit Benützung einer, bei der Staatsbahn-Gesellschaft im Banat gemachten Beobachtung, wonach sich bei einem nur 10 Minuten anhaltenden Wolkenbruche eine sekundliche Niederschlagshöhe von 0,016 mm (ungefähr 1 mm in der Minute) ergeben hatte, nimmt Köstlin die zum Abflusse kommende sekundliche Regenhöhe an

zu h = 0,008 mm für Gebiete von weniger als $^1/_2$ Meile Länge,
„ h = 0,006—0,004 mm für Gebiete zwischen $^1/_2$ und 1 Meile Länge,
„ h = 0,003 mm für Gebiete zwischen 1 und $1^1/_2$ Meilen Länge,
„ h = 0,002 mm für Gebiete zwischen $1^1/_2$ und 2 Meilen Länge,
„ h = 0,001 mm für Gebiete von über 2 Meilen Länge,

und bemerkt dazu, dass für kleine Gebiete bis zu 2 Meilen Länge diese Annahmen erfahrungsgemäss zu ganz brauchbaren Abmessungen der Durchlässe führen.

„Auf noch grössere Gebiete, als von 3 Meilen grösstem Durchmesser, ist das Verfahren überhaupt nicht mehr gut anwendbar. Die 3 Meilen langen Bäche gehören ja überhaupt schon zu den grösseren, für deren Wassermenge-Bemessung andere Anhaltspunkte zur Verfügung stehen."

Weiter bemerkt Köstlin, dass seine Zahlen nur für bergige, d. h. stärker geneigte Gebiete Gültigkeit hätten; bei flachen Mulden im Acker- und Heideland sei wegen der geringeren Geschwindigkeit des abfliessenden Wassers im Durchschnitte nur ungefähr die Hälfte der dem Abfluss entsprechenden Regenhöhen zu nehmen.

Laissle[2]) nimmt folgende Abflussmengen für Sekunde und Quadratkilometer des Niederschlaggebietes an:

Gebiete von 1—5 qkm Ausdehnung:

Flachland 0,5 cbm in 1 Sekunde für das Quadratkilometer,
Hügelland 1,5 „ „ „ „ „ „ „
Gebirge 2,0 „ „ „ „ „ „ „

Gebiete von 5—10 qkm Ausdehnung:

Flachland 0,3 cbm in 1 Sekunde für das Quadratkilometer,
Hügelland 1,0 „ „ „ „ „ „ „
Gebirge 1,5 „ „ „ „ „ „ „

Diese Zahlen seien absichtlich höher gegriffen, als dies gewöhnlich geschieht, um Sicherheit zu haben, dass bei aussergewöhnlichen Fällen die Bauwerke das Wasser vollständig abführen können.

d) Normalbreite des Flusses.

Was endlich die Normalbreite des Flusses betrifft, d. h. die in der Wasserlinie zu messende Breite desselben, wie sie zu einer regelmässigen Ab-

[1]) Köstlin, Über die Bestimmung der Objektsweiten aus dem Niederschlagsgebiet, Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Wien 1868, S. 83. Siehe auch Rziha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau I. Bd., Wien 1876, S. 195.

[2]) Laissle, Strassenbau, Handbuch der Ing.-Wissenschaften, I. Bd., Kap. VIII., 3. Aufl., Leipzig 1902, S. 92.

führung der Wassermengen erforderlich ist, so kann dieselbe zuweilen am freien Flusse beobachtet werden, wenn derselbe eine nahezu gerade Strecke mit genügend übereinstimmenden Querschnitten auf ihre Länge besitzt, innerhalb welcher sich die nicht felsigen Ufer ohne besondere Schutzvorkehrungen standfest erhalten.

Fehlt eine solche Strecke zur Entnahme der Normalbreite, so ist diese aus der Wassermenge und der mittleren Wassergeschwindigkeit, sowie aus der besonders erhobenen mittleren Wassertiefe rechnerisch festzustellen, indem man mit Zugrundelegung eines geeigneten Böschungsverhältnisses für die Uferwände einen Querschnitt, beispielsweise nach Abb. 119 festsetzt und die gewünschte Normalbreite x aus der Gleichung

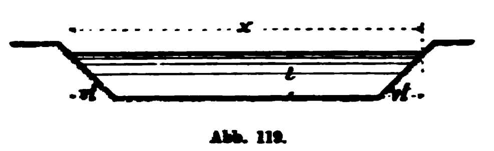


Abb. 119.

$$\mathfrak{M} = F \cdot v$$

entnimmt, nachdem

$$F = (x - \nu t)t, \qquad v = \varkappa \sqrt{\frac{F}{p}} \cdot \varphi$$

und

$$p = x + 2t(\sqrt{1 + \nu^2} - \nu)$$

eingesetzt worden[1]).

e) Bestimmung der Lichtweite einer Brücke mit Benützung der Staugleichung.

Sobald die unter der Brücke durchfliessende Wassermenge und die mittlere Geschwindigkeit der in Frage stehenden Flussstrecke bekannt sind, kann an die Bestimmung der Brückenöffnungen gegangen werden. Ist der Flussquerschnitt an der Brückenbaustelle so gestaltet, dass die Wassertiefe von den beiden Uferlinien aus gegen die Mitte hin ohne allzugrosse Unstetigkeiten anwächst, so nimmt man die beiden Widerlager (Landpfeiler) der Brücke im allgemeinen in einer gegenseitigen Entfernung gleich der Normalbreite des Flusses an, bestimmt die Anzahl und Weite der Öffnungen mit Rücksicht auf die Lage des Stromstriches und den auf dem Flusse stattfindenden Floss- und Schiffsverkehr, lässt dabei auch den Kostenpunkt nicht unberücksichtigt, setzt neben der Form der Pfeiler ihre Stärke vorläufig fest und sieht endlich zu, ob der durch solche Annahmen bedingte Aufstau des Wasserspiegels und die demselben entsprechende Wassergeschwindigkeit unter der Brücke eine zulässige Grösse annehmen. Sollten Aufstau und Geschwindigkeit zu gross ausfallen, so müssten veränderte, demnächst zu besprechende Annahmen gemacht werden.

Im einzelnen stellt sich die übliche Berechnung folgendermassen. Durch Einbauen der Brücke in den Fluss tritt eine Verengung desselben ein und eine Erhebung des Wasserspiegels vor (oberhalb) der Brücke, die sich unter derselben, d. h. noch zwischen den Pfeilern, wieder ausgleicht. Es kommen demnach für die Wassermengen $\mathfrak{M}$ drei verschiedene Durchflussquerschnitte (im freien Flusse, vor und unter der Brücke) und folglich auch drei verschiedene Durchfluss-Geschwindigkeiten in Betracht.

Unter der öfters gemachten Voraussetzung, dass sich der Aufstau (y) in gleicher Grösse nach der ganzen Wasserspiegelbreite b einstelle, erhält man aus

[1]) Siehe auch 3. Aufl. des Handbuches der Ing.-Wissenschaften III. Bd., 2. Abt., 1. Hälfte, XI. Kap. Der Flussbau, bearbeitet von Kreuter, Leipzig 1897.

der Querschnittsfläche F des freien Flusses den Flächeninhalt des dicht vor der Brücke vorhandenen Querschnitts zu

$$F_1 = F + b \cdot y$$

und als Inhalt des Abflussquerschnittes zwischen den Pfeilern

$$\mu F_2$$

wenn F_2 die in Abb. 120 schraffierte Fläche und μ den Kontraktionskoeffizienten bedeutet.

Heissen weiter die zugehörigen Geschwindigkeiten bezw. v, v_1 und v_2, o hat man zunächst die Beziehung

$$\mathfrak{M} = F \cdot v = (F + by)\, v_1 = \mu F_2 v_2 \quad . \quad . \quad (195$$

und, wenn man sich gestattet, die Staugrösse als Unterschied der beiden, den Geschwindigkeiten v_2 und v_1 entsprechenden Druckhöhen

$$h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \text{ uud } h_1 = \frac{v_1^2}{2g}$$

aufzufassen, wobei g = 9,81 m/Sek. die Beschleunigung der Schwere, die Beziehung

$$y = h_2 - h_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (196$$

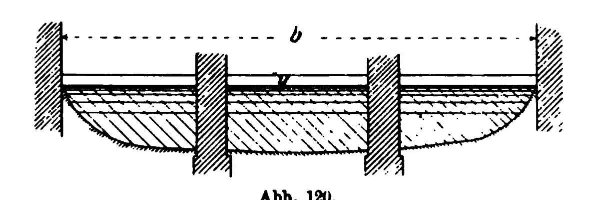


Abb. 120.

Die Werte von v_2 und v_1 aus Gleichung (195) in (196) eingesetzt, ergibt für den Aufstau den Ausdruck

$$y = \frac{\mathfrak{M}^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu F_2)^2} - \frac{1}{(F + by)^2} \right] \quad . \quad . \quad (197$$

Da die Grösse des Aufstaues auch innerhalb des Klammerausdruckes auftritt, so pflegt man sie in wiederholter Rechnung zu bestimmen, indem man von der Gleichung

$$y = \frac{\mathfrak{M}^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu F_2)^2} - \frac{1}{F^2} \right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (197\,a$$

ausgeht, den damit gefundenen Wert von y zu einer wiederholten Rechnung nach der Hauptgleichung benützt und nötigenfalls in gleicher Weise nochmals verbessert.

Die Geschwindigkeit unter der Brücke ergibt sich zu

$$v_2 = \frac{\mathfrak{M}}{\mu F_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (198$$

Was die hierbei benützte Erfahrungszahl μ (den Kontraktions- oder Ausfluss-Koeffizienten) betrifft, der hauptsächlich von der Form der Pfeilerköpfe und dem Verhältnisse ihrer Dicke zur Lichtweite der einzelnen Brücken-Öffnungen abhängt, so fehlen bis heute genügend zuverlässige Angaben darüber. Für grosse Öffnungen (von ungefähr 100 m Weite an) kann derselbe nahezu gleich 1,0 und für sehr kleine Öffnungen und Bögen, deren Kämpfer ins Wasser ein-

[illegible], [illegible] etwa $\mu = 0,7$, in den gewöhnlichen Fällen aber 0,8 bis 0,9 [illegible] nur für Brücken über Wildbäche ein Wert noch unter 0,7 angenommen werden.

Im übrigen werden öfters nach Navier und Eytelwein die Werte

$\mu = 0,95$ bei halbkreisförmigen und spitzwinkeligen Pfeilerköpfen,
$0,90$ bei stumpfwinkeligen Pfeilerköpfen,
$0,85$ wenn die Pfeiler der Strömung des Wassers eine ebene Fläche zukehren,

festgehalten.

Besser sind die folgenden Werte, bei denen auch die Weite l der Brückenöffnung in Rücksicht gezogen wird:

$\mu = 0,85 + 0,014\sqrt{l}$ für spitzwinkelige Pfeilerköpfe,
$0,78 + 0,021\sqrt{l}$ für stumpfwinkelige und halbkreisförmige Köpfe,
$0,70 + 0,029\sqrt{l}$ für rechtwinkelige Pfeilerköpfe[1]).

Die nach der gewöhnlichen Staugleichung 197 berechneten Werte des Aufstaues weichen in manchen Fällen sehr merklich von der Wirklichkeit ab, weil in dieser Gleichung die Form des Flussquerschnittes keine Berücksichtigung gefunden hat; der Annahme, der Wasserspiegel hebe sich seiner ganzen Breiten-Ausdehnung nach um den Betrag y, liegt die Voraussetzung zu Grunde, dass die mittlere Geschwindigkeit in allen Lotebenen dieselbe sei. In Wirklichkeit hat aber namentlich das Hochwasser in den einzelnen Teilen eines mehr ausgedehnten Querschnitts oft sehr ungleich grosse Geschwindigkeiten und es ist der Aufstau an den verschiedenen Stellen des Wasserspiegels keineswegs gleich. Die Staugrösse wird im allgemeinen vom Stromstriche aus nach beiden Seiten hin abnehmen in dem Masse, als auch die mittlere Geschwindigkeit in den parallel zum Stromstriche gelegten Lotebenen gegen die Ufer hin kleiner wird.

Diesem Umstande trägt eine Abhandlung[2]) in der deutschen Bauzeitung Rechnung. Es wird dort für die Grösse des Aufstaues an irgend einer Stelle des Querschnittes statt des Wertes $y = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$ der Ausdruck

$$y = t_\alpha^2 \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (199$$

gesetzt, worin t_α eine mit der Wassertiefe wechselnde Verhältniszahl bedeutet, und alsdann die Grösse y_{max} des Aufstaues im Stromstriche als für die Stauanlage massgebend, zu

$$y_{max} = \frac{\mathfrak{M}^2}{2g}\left[\frac{1}{(\mu F_2')^2} - \frac{1}{(F' + b' . y_{max})^2}\right] \quad . \quad . \quad 200$$

bestimmt.

Dabei treten an Stelle der in der ursprünglichen Staugleichung erscheinenden Grössen F_2, F und b die Grössen F_2' und F' und b', „welche der mittleren Vertikalen-Geschwindigkeit im Stromstriche entsprechen".

Dieselben ergeben sich aus den ursprünglichen Werten durch Reduzierung jeder Tiefe t der letzteren nach der Gleichung

$$t' = \frac{t . x\sqrt{t}}{x_{max}\sqrt{t_{max}}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (201$$

[1]) Eine hierauf bezügliche Arbeit von Sonne „Beitrag zur Berechnung der Strombrückenweiten" findet sich im Wochenbl. f. Arch.- und Ing. 1883, S. 327, 335. Über Durchflussweite der Brücken und Durchlässe, bearbeitet von Chr. Havestadt, siehe auch Handb. der Ing.-Wissenschaften, III. Bd., I. Abt., III. Kap. Anhang, 3. Aufl., Leipzig 1892.

[2]) L. Freytag, Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen. Deutsche Bauzeitung 1891, Nr. 63 u. 64.

nachdem die ihr zugehörige Verhältniszahl $\varkappa$, und insbesondere der dem Stromstriche zugehörige Wert $\varkappa_{max}$ der Gleichung von Ganguillet und Kutter entnommen und für t_{max} die Querschnittstiefe im Stromstriche eingesetzt worden, während b′ der Beziehung

$$b' = \frac{F'}{t_{max}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (202$$

entsprechen muss. Näheres hierüber siehe a. a. O.

Wie schon erwähnt, darf weder die zwischen den Brückenpfeilern sich einstellende Geschwindigkeit des Wassers, noch auch der damit zusammenhängende Aufstau vor der Brücke gewisse zulässige Masse überschreiten. Die Geschwindigkeit unter der Brücke wird gewöhnlich, wenn der Fluss nicht mit einer Öffnung überspannt und der Einbau von Pfeilern notwendig wird, grösser wie im freien Flusse ausfallen und infolgedessen die Geschiebe auf der Flusssohle, die sonst liegen geblieben wären, in Bewegung setzen. Indem sich jedoch eben hierdurch der Durchfluss-Querschnitt erweitert, nimmt der Aufstau und die Geschwindigkeit ab und es stellt sich von selbst ein Beharrungszustand ein, allerdings bei jedem Wasserstande ein anderer. Keinesfalls nun darf die Geschwindigkeit so bedeutend werden, dass durch sie gefährliche Auskolkungen der Flusssohle herbeigeführt würden. Zur Beurteilung der zulässigen Grösse empfiehlt es sich, das Verhalten der Sohle im freien Flusse gründlich zu studieren; im übrigen mögen folgende Erfahrungsergebnisse Anhaltspunkte bieten: Sganzin[1]) gibt die nachstehende Zusammenstellung:

Tabelle 42.

Materialien, welche den angegebenen Geschwindigkeiten widerstehen, grösseren Geschwindigkeiten aber weichen würden	Geschwindigkeit in m Sek.	
	nach Dubuat	nach englischen Ingenieuren.
Erweichte Erde, Schlamm	—	0,076
Brauner Töpferton	0,081	
Weicher Ton	—	0,152
Grober gelber Sand	0,217	
Gewöhnlicher Sand	—	0,305
Seine-Kies von der Grösse eines Aniskorns	0,108	
Seine-Kies „ „ einer Erbse	0,181	
Seine-Kies „ „ einer Bohne	0,325	
Kies im allgemeinen	—	0,609
Meerkies auf 2,7 cm abgerundet	0,65	
Kiesel (cailloux)	—	0,914
Eckige Feuersteine von der Grösse eines Hühnereies	0,975	
Zerschlagene Steine	—	1,22
Kies-Anhäufungen, weicher Schiefer	—	1,52
Blätteriger Fels	—	1,83
Harter Fels	—	3,05

Nach Reinhard[2]) darf das Wasser in seinem Bette folgende Geschwindigkeiten nicht überschreiten, wenn die Sohle nicht angegriffen werden soll:

[1]) Sganzin, Programme ou Résumé des leçons d'un cours de constructions, 4. édition, Tome II. Paris 1840, pag. 8. Siehe auch Handbuch der Ing.-Wissenschaften, III. Bd., 1. Abt., II. Kap., 3. Aufl., Leipzig 1892.

[2]) Tiefenbacher, Die Ermittelung der Durchflussprofile usw., Wien 1879, S. 34.

Tabelle 43.

Sohlen-Materialien	Wasserspiegel-	Sohlen-
	Geschwindigkeit	
Töpfererde, schlammige Erde	0,15 m/Sek.	0,08 m/Sek.
Feiner Sand	0,20	0,10
Abgelagerter Ton	0,30	0,15
Lehm und fester Flusssand	0,60	0,30
Kiesiger Boden	1,20	0,65
Eckige Steine von Hühnereigrösse	1,60	1,00
Konglomerate und Schiefer	2,20	1,50
Lagerhafte Gebirgsarten	2,75	1,80
Harte ungeschichtete Felsen	4,20	3,00

Am sichersten geht man, wenn man annimmt, die berechnete Geschwindigkeit unter der Brücke mache sich auch an der Sohle geltend.

Wäre nun zu befürchten, dass diese Geschwindigkeit stärkere Auskolkungen hervorbringe, oder müsste dieselbe im Hinblick auf die stattfindende Schiff- oder Flossfahrt als unzulässig bezeichnet werden, so würde man sich veranlasst sehen, eine neue Annahme für die Lichtöffnung zu machen und die Rechnung wiederholt durchzuführen. Wenn keine Rücksicht auf Flussverkehr zu nehmen wäre, so könnten die erstgewählten Öffnungsweiten beibehalten werden, nur müsste man der zu grossen Geschwindigkeit des Wassers durch künstliche Befestigung des Flussbettes unter der Brücke, sowie in genügender Ausdehnung vor und hinter derselben entgegenwirken, indem man Pflasterungen u. dgl. mit Schutzmassregeln gegen Unterspülung am oberen und unteren Ende derselben ausführte.

Neben der Geschwindigkeit ist aber auch der mit ihr zusammenhängende Aufstau auf seine Zulässigkeit zu prüfen, da durch denselben die der Brücke benachbarten Ländereien oder in seinem Bereiche gelegenen Gebäude geschädigt werden könnten. Dabei kommt es, wie man sieht, nicht nur auf die Stauhöhe, sondern auch auf die Stauweite an, und es bleibt, wenn dieselben nach der ersten Annahme der Lichtöffnungen nicht entsprechen sollten, nichts übrig, als eine veränderte Annahme zu machen.

f) Bestimmung der Lichtweite einer Brücke aus dem Niederschlagsgebiete im Hinblick auf bestehende Brücken.

Wenn die Lichtweiten einer Anzahl denselben Fluss überschreitende Brücken nach gleichen Grundsätzen richtig bemessen wären, so könnten dieselben zur Feststellung der Weite einer neu zu erbauenden Brücke benützt werden.

Gehörte nämlich zu einer

Brücke I mit der Lichtweite x_1 Meter das Niederschlagsgebiet S_1 qkm,
„ II „ „ „ x_2 „ „ „ S_2 „
. . . .
„ r „ „ „ x_r „ „ „ S_r „

so gibt das arithmetische Mittel $\mathfrak{b}$ aus den Quotienten $\frac{x}{S}$, nämlich

$$\mathfrak{b} = \frac{1}{r}\left(\frac{x_1}{S_1} + \frac{x_2}{S_2} + \ldots + \frac{x_r}{S_r}\right) \quad . \quad . \quad (203$$

an, welche Lichtweite für das Quadratkilometer Niederschlagsgebiet im Durchschnitt gerechnet werden muss, und man erhält für die in Aussicht genommen

Brücke, wenn derselben ein Niederschlagsgebiet S zugehört, die erforderliche Lichtweite zu

$$x = \mathfrak{d} . S. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (204$$

In ähnlicher Weise verfuhr man z. B. im Aude-Departement in Frankreich. Es wurden zunächst folgende zusammengehörige Werte festgestellt:

Niederschlagsgebiet.	Lichtweite.	Hochwasserstand.
1000 qkm	80 m	5,5 m
2000 „	100 „	6,4 „
3000 „	112 „	7,1 „
4000 „	118 „	7,5 „
5000 „	120 „	8,0 „
6000 „	122 „	8,0 „

überhaupt bei Gebieten von über 4000 qkm die Lichtweite zu $\frac{S}{500} + 110$ m. Für eine neu zu errichtende Brücke bestimmte man das Niederschlagsgebiet und entnahm aus der zeichnerischen Darstellung der obigen Werte die zugehörige Lichtweite, die jedoch dann noch mit einer Erfahrungszahl multipliziert wurde, nämlich mit

0,80	wenn	die	Länge	des	Sammelgebietes	gleich	seiner	20fachen	Breite
0,90	„	„	„	„	„	„	„	10 „	„
1,00	„	„	„	„	„	„	„	5 „	„
1,10	„	„	„	„	„	„	„	3 „	„
1,20	„	„	„	„	„	„	„	2,5 „	„

In ähnlicher Weise erhielt der aus der Zeichnung entnommene Hochwasserstand der Sicherheit halber noch einen Zuschlag von 10 %.

g) Bestimmung der Lichtweite unter besonderen Umständen.

Handelt es sich um die Herstellung einer Brücke in einem verwilderten Flusslaufe, so wird man die Lichtweite reichlich, aber nicht übermässig bemessen. Es ist dies jedoch eine schwierige Aufgabe, die nur nach sorgfältigem Studium aller einschlägigen Verhältnisse zu lösen ist.

Ähnliches gilt für Brückenbauwerke über Wildbäche und Murgänge, wo das nach Gewitterregen oder bei der Schneeschmelze rasch anwachsende Wasser Steine und Baumstämme mit sich führt, oder wo nicht sowohl die Wassermenge als die mit ankommenden Geschiebemassen von Bedeutung sind. Für solche Brücken sind die Öffnungen jedenfalls sehr reichlich zu bemessen und es ist hier wiederholt daran zu erinnern, dass eine Überschreitung, wenigstens von Murgängen, immer bedenklich ist und der Entschluss zu einer Überbrückung nur nach reiflichster Überlegung gefasst werden soll. Meistens wird man eine Umgehung vorziehen, zuweilen mag es sich empfehlen, die Mur in einer gepflasterten Mulde in der Höhe der Strasse überzuführen und diese nötigenfalls nach eingetretenem Murgange auszuschaufeln.

Wenn infolge besonderer Gestaltung der Bodenoberfläche bei hohen Wasserständen Strömungen ausserhalb des eigentlichen Flussbettes auftreten, oder bei der Überführung einer Strasse schräg über ein Tal der Ablauf des Wassers behindert ist, so wird es notwendig, neben der Hauptbrücke sogenannte Flutbrücken anzulegen. Dieselben bieten demnach einen Teil der bei Hochwasser erforderlichen Durchflussöffnung, deren Grösse aber mit besonderer Rücksicht auf die dortselbst vorhandene, gewöhnlich kleinere Geschwindigkeit des Wassers festzustellen ist. Statt gesonderter selbständiger Flutbrücken kommen zuweilen

Flutöffnungen in Verbindung mit der Hauptbrücke zur Ausführung, was besonders im Hinblick auf die Verhältnisse bei Eisgang erforderlich sein kann.

Nicht zu werwechseln mit den eben besprochenen Fällen ist derjenige, wobei der einheitliche Hochwasserquerschnitt in seinen äusseren Teilen bei geringer Tiefe eine bedeutende Breite besitzt, so dass eine sehr lange Brückenanlage nötig würde, wenn man keine Verschmälerung der Querschnittsbreite eintreten lassen wollte. In diesem Falle wird man mit Rücksicht auf die hohen Kosten langer Brückenbauten wohl meistens dazu kommen, der Brücke eine kleinere Lichtweite zu geben, die erforderliche Durchflussfläche aber durch künstliche Vertiefung des Flussquerschnitts zu erzielen, die man von der Brücke weg auf- und abwärts ausdehnt und allmählich nach Tiefe und Breite verlaufen lässt. Das richtige Mass der Tiefe ist mit aller Sorgfalt festzustellen und namentlich auch die dadurch bedingte Geschwindigkeit des Wassers bei niedrigem Stande ins Auge zu fassen, weil, wenn dieselbe zu gering ausfiele, Ablagerungen eintreten würden, die zwar von den Hochwässern in der Regel wieder mitgenommen werden, aber doch unter Umständen liegen bleiben und sich befestigen und später bei hohen Wasserständen stellenweiäe gefährliche Auskolkungen veranlassen können. Eine künstliche Befestigung der vertieften Sohle kann sich zuweilen empfehlen, doch ist immer an dem Grundsatze festzuhalten, dem Wasser möglichst wenig Gewalt anzutun.

Eine besondere Art von Bauwerken sind die Überflutungsbrücken (Inundationsbrücken), die den Zu- und Abfluss des zur Bewässerung der Grundstücke dienenden Hochwassers in dem Falle ermöglichen, dass durch den Strassenbau das Überschwemmungsgebiet des Flusses teilweise abgeschnitten wird. Der Standort solcher Brücken und ihre Lichtweite kann nur in jedem einzelnen Falle auf Grund eingehender Beobachtungen und Erhebungen an Ort und Stelle festgesetzt werden.

h) Lichthöhe der über Flussläufe führenden Brücken.

Bisher war nur die Rede von der Lichtweite jener Brücken, die zur Überführung von Strassen über natürliche Wasserläufe dienen.

Was die Lichthöhe der Brückenöffnungen betrifft, so legt man die untersten Teile des hölzernen oder eisernen Überbaues, ebenso wie die Kämpfer flacher Gewölbe mindestens 0.5 m über den höchsten Wasserstand, noch höher aber, wenn Eisgang bei hohen Wasserständen erwartet werden kann. Noch beträchtlicher muss die Lichthöhe werden, wenn auf dem Wasserlaufe und unter der Brücke hindurch ein Floss- oder Schiffsverkehr stattfindet, doch lassen sich hierfür allgemein gültige Angaben nicht machen.

i) Gliederung der Lichtweite mit Rücksicht auf die Kosten.

Eingangs der Betrachtungen über Lichtöffnung der Brücken wurde schon bemerkt, dass bei Festsetzung der Grösse und Zahl der Öffnungen auch die Kosten der Herstellung nicht ausser acht gelassen werden sollen, nachdem selbstverständlich in erster Linie den natürlichen Verhältnissen des Flusslaufes und dem etwa vorhandenen Flussverkehre die erforderliche Rücksicht getragen wurde. Die Kosten des ganzen Bauwerks setzen sich aus den Kosten für die stützenden Glieder, Widerlager und Pfeiler, und aus denjenigen für die Brückenträger samt Querverbindungsteilen u. dgl. m. zusammen. Erstere hängen von den Schwierigkeiten ab, die bei Gründung der Widerlager und Pfeiler überwunden werden müssen, und von der Höhe der Brücke, die Kosten der Überwölbung und der Holz- oder Eisen-Konstruktion aber wachsen mit der Spannweite. Man muss wünschen, in jedem gegebenen Falle das günstigste

Verhältnis zwischen diesen beiden Kostenbeträgen einhalten zu können. Dieses Verhältnis lässt sich allerdings durch allgemein gehaltene Untersuchungen feststellen, dieselben müssen jedoch sehr weitgehend sein, wenn brauchbare Ergebnisse erzielt werden sollen. Gewöhnlich verfährt man in der Art, dass man vergleichende Berechnungen über verschiedene, gegebenenfalls in Betracht kommende Annahmen durchführt. Einschlägige Arbeiten von G. Meyer über Brücken mit eisernem Überbau und gewölbte Brücken s. Deutsche Bauzeitung 1874, S. 374; von Louis Hoffmann über gewölbte Brücken in der Zeitschrift d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1881, S. 559[1]).

4. Belastung der Strassenbrücken.

Von äusseren Angriffskräften kommen für Strassenbrücken hauptsächlich in Betracht:

1. Das Eigengewicht des Bauwerks, die ständige oder unveränderliche Belastung;
2. das Gewicht der sich über die Brücke bewegenden Fahrzeuge und Fussgänger, die Verkehrslast, die wechselnde oder veränderliche Belastung;
3. das Gewicht einer die Brücke bedeckenden Schnee- und Eisschichte;
4. Windpressungen;
5. Seitendrucke der Räder.

Eigengewicht.

Das Eigengewicht ist an Art und Bedeutung wechselnd je nach dem Baustoff und der Spannweite der Brücken. Bei Steinbrücken erscheint es ungleichmässig über die Spannweite verteilt und besitzt immer eine beträchtliche Grösse. Bei kleinen Brücken aus Holz oder Eisen tritt das Eigengewicht neben den Verkehrslasten mehr zurück und gewinnt erst mit wachsender Grösse des Bauwerks an Bedeutung, dagegen kann es bei den meisten Brücken dieser Art als gleichmässig über deren Länge verteilt gedacht werden.

Beim Entwurf von Holz- und Eisenbrücken muss deren vorerst noch unbekanntes Gewicht ziffermässig in Rechnung gestellt werden. Zu dem Zwecke entnimmt man einen Wert desselben von ausgeführten Brücken derselben Art, Anordnung und Belastung, führt mit demselben die Rechnung durch und wiederholt diese erforderlichenfalls mit dem verbesserten Werte des Gewichts. Zur Erleichterung solcher Entnahme hat man, hauptsächlich für Eisenbrücken, die im Laufe der Jahre gewonnenen Erfahrungen in Gleichungen zusammengefasst, aus denen der für eine bestimmte Spannweite erforderliche Wert in einfacher Weise entnommen werden kann. Hier sollen einige Angaben über Eisenbrücken aufgenommen werden, die bei Entwürfen kleinerer Bauwerke Anwendung finden können.

Laissle und Schübler[2]) bestimmen das Eigengewicht eiserner Brücken für das laufende Meter derselben nach der auch sonst angewendeten Formel

$$p = \gamma . l + f \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (205$$

worin sich $\gamma . l$ auf die Hauptträger, f auf die Fahrbahntafel beziehen, und sie geben für Strassenbrücken mit 5,5 m breiter Fahrbahn und beiderseitigen, je 1,0 m breiten und mit Eichenbohlen belegten Fusswegen folgende Sonder-Gleichungen an:

a) wenn der Fahrbahnkörper aus einer 0,2 m dicken Beschotterung besteht

$$p = 42 l + 3600 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (206$$

[1]) Siehe auch Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4. Aufl., II. Teil, 1. Bd., Kap. I., Die Brücken im allgemeinen, bearbeitet von Landsberg, Leipzig 1904.

[2]) Laissle und Schübler, Der Bau der Brückenträger, 1. Teil, 3. Aufl., Stuttgart 1869, S. 107 ff.

b) wenn der Fahrbahnkörper aus einer doppelten Bedielung gebildet ist

$$p = 281 + 1300 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (207$$

Diese Gleichungen liefern das Eigengewicht für das laufende Meter Brücke in Kilogramm, nachdem die Spannweite l in Meter eingesetzt worden.

Die Werte 3600 und 1300 für das auf ein Meter Brücke bezogene Fahrbahngewicht sind Durchschnitte aus folgenden, am angegebenen Orte entwickelten Sonderwerten:

1. Der Fahrbahnkörper wird von den in gegenseitigen Abständen von etwa 1,1 m verlegten Brückenträgern selbst, ohne Vermittelung von Zwischenträgern, gestützt; als Fussweg belag dienen 8 cm starke Eichenbohlen.

a) Der Fahrbahnkörper besteht aus einer 0,2 m dicken Schotterlage und einer Wellblechdecke von 6 mm Stärke; als Verkehrslasten sind schwerste Frachtwagen vorausgesetzt:

Fahrbahngewicht für das Meter Brücke $f = 2980$ kg;

b) der Fahrbahnkörper besteht aus einer doppelten eichenen Bedielung, die über die Brückenträger gestreckt ist; es sind schwere Landfuhrwerke als Belastung gedacht:

$$f = 850 \text{ kg}.$$

2. Die Anzahl der Hauptträger ist geringer wie vorhin, auf ihnen ruhen gewalzte Querträger in gegenseitigen Abständen von 1,1 m; die Fusswege, wie vorhin, mit Eichendielen belegt.

a) Auf den querliegenden T-Eisen ist eine Wellenblechdecke und darauf die Beschotterung angeordnet; schwerste Frachtwagen:

$$f = 3750 \text{ kg};$$

b) statt des Wellenbleches mit Beschotterung eine doppelte Bohlenlage:

$$f = 1170 \text{ kg}.$$

3. Zwischen zwei Hauptträgern sind Quer- und Längsträger angeordnet, auf letzteren ruht der Fahrbahnkörper, wie im Falle 1, auf den Hauptträgern; die mit Dielen belegten Fusswege sind ausserhalb der Hauptträger angebracht und ruhen einerseits auf diesen.

a) Beschotterte Fahrbahn $f = 3810$ kg;
b) bedielte „ $f = 1400$ kg.

4. Zwischen zwei Hauptträgern sind Quer- und Längsträger angeordnet, die bedielten Fusswege liegen ebenfalls zwischen den Hauptträgern.

a) Beschotterte Fahrbahn $f = 41$[illegible] kg;
b) bedielte „ $f = 147$[illegible] kg.

Heinzerling[1] gibt für eiserne Strassenbrücken nach vorstehend beschriebener Anordnung 3a, jedoch unter der Voraussetzung, dass der beschotterte Fahrbahnkörper eine Breite von 5,0 m habe und, statt auf Wellenblech, auf einer eichenen Bohlenlage ruhe, und zwar bei zwei etwas voneinander abweichenden Annahmen:

$$f = 3330, \text{ bezw. } 3600 \text{ kg}$$

und für die Anordnung 4a, jedoch ebenfalls das Wellenblech durch Dielen ersetzt

$$f = 3750 \text{ kg}$$

Weiter behält Heinzerling die von Laissle und Schübler, Heinrich Schmidt und Schwedler für das Hauptträgergewicht von eisernen Eisenbahnbrücken [illegible] nach der Formel 205 bestimmten Werte, nämlich

[illegible] = [illegible] für Brücken schwerster Anordnung[2]
[illegible] = [illegible][3]
[illegible] = [illegible] für Brücken von [illegible] m Spannweite im Durchschnitt
[illegible] = [illegible] für Brücken leichtester Anordnung von [illegible] m Spannweite[4]

[1] [illegible] Brücken- und [illegible]
[2] [illegible] Aufl. Stuttgart [illegible]
[3] [illegible]
[4] [illegible]

bei und leitet daraus für eiserne Strassenbrücken Näherungswerte nach der Beziehung

$$\gamma l = \frac{f + v}{f' + v'} \cdot \gamma' l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (208$$

ab, wenn f und f', wie seither immer, das auf das Meter Brücke bezogene, gleichmässig verteilte Fahrbahngewicht der Strassen-, bezw. Eisenbahnbrücken, v und v' aber die ebenfalls gleichmässig verteilt gedachte Verkehrslast der Strassen-, bezw. Eisenbahnbrücke bedeutet.

Laissle[1]) entnimmt das Eisengewicht eiserner Strassenbrücken in kg für das qm bei einem Grösstgewicht der Fuhrwerke von 10000 kg aus nachstehenden Formeln:

1. bei Fahrbahnen mit Zores-Eisen und Beschotterung

$$\pi = 5\,l + 100$$

2. bei Fahrbahnen mit Dielenbelag ohne Beschotterung

$$\pi = 4{,}3\,l + 30$$

worin l in Meter eingesetzt werden muss, und berechnet folgende Gewichte für die übrigen Teile der eigentlichen Fahrbahn, ebenfalls in kg für 1 qm:

a) Gewölbe zwischen den Fahrbahnträgern, darauf die Beschotterung 775 kg/qm;
b) Zoreseisen mit Beton und Beschotterung . . . . 685 „
c) Bohlenbelag mit Beschotterung . . . . 470 „

Für den Fall, dass auf der Brücke auch Dampfwalzen von 14^t Gewicht verkehren, sollen in den obigen Formeln die Konstanten 140 und 50 statt 100 und 30 genommen werden.

Andere Formeln von der Form

$$\pi = \alpha + \beta\,l + \gamma\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (209$$

die das Eigengewicht in Kilogramm für das Quadratmeter Brücke liefern, hat Engesser[2]) aufgestellt. Dieselben wurden für eiserne Strassenbrücken entwickelt, deren Hauptträger in Fachwerksform mit parallelen Gurtungen gebildet sind, doch können dieselben auch für Brücken mit Polygonalträgern von entsprechender Höhe Anwendung finden. Sie gelten für Spannweiten zwischen 10 und 100 m unter der Voraussetzung, dass die Höhe der Hauptträger $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ der Spannweite beträgt, und dass zwei Hauptträger angeordnet und die Fahrbahn mittels Quer- und Längsträgern zwischen dieselben eingelegt ist. Als zulässige Spannung wurde bei Anstrengungen durch bewegte Lasten 600 kg/qcm, bei solchen durch ruhende Lasten 1200 kg/qcm angenommen, die Quer- und Längsträger wurden als gewalzte Träger von genügender Höhe gedacht, und die Breite der Brücke zu 7,5 m vorausgesetzt.

1. Landstrassenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag.

Als Verkehrslast für die Fahrbahntafel wurden Lastwagen von 200 Ztr. Gewicht, für die Hauptträger eine Belastung von $360 + \frac{1200}{l}$ kg/qm Brücke angenommen. Der letztere Ausdruck entspricht bei grösseren Brücken einer Belastung durch Menschengedränge, bei kleineren einer Belastung durch Wagenreihen. Das Gewicht des Bohlenbelags wurde mit 110 kg/qm in Rechnung gesetzt.

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften 1. Bd., Kap. VIII, 3. Aufl., Leipzig 1902, S. 114 ff.

[2]) Engesser, Formeln für das Eigengewicht von Strassenbrücken, Zeitschrift für Baukunde, 1881, S. 63.

Unter diesen Voraussetzungen erhält man das **Eisengewicht** in kg für 1 qm, die Brückenbreite von Trägermitte zu Trägermitte gerechnet,

$$\pi = 105 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (210$$

wozu für Bohlenbelag noch 110 kg zuzuschlagen wäre.

Liegen ausserhalb der Hauptträger noch besondere, mit Holz gedeckte Fusswege, so entspricht denselben (einschliesslich der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ausschliesslich Geländer) ein **Eisengewicht** in kg/qm

$$\pi = 60 + 2{,}3\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (211$$

wobei die Fusswegbreite von Trägermitte bis Geländermitte gerechnet ist.

2. **Landstrassenbrücken mit Beschotterung.**

Verkehrslast wie unter 1, Gewicht des Schotters 400 kg/qm.
Eisengewicht (ausschliesslich Zoreseisen) in kg/qm

$$\pi = 125 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (212$$

Für Zoreseisen sind für 1 qm überdeckte Fläche 65 kg hinzuzurechnen. Für aussen liegende Fusswege gilt die Formel 211.

3. **Stadtstrassenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag.**

Verkehrslast für die Fahrbahn: Lastwagen von 400 Ztr. Gewicht; für die Hauptträger für 1 qm Brücke: $440 + \frac{1400}{l}$ kg.

Gewicht des Bohlenbelags 140 kg/qm.
Eisengewicht in kg/qm

$$\pi = 155 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (213$$

Für aussen liegende Fusswege ist zu setzen in kg/qm

$$\pi = 80 + 2{,}7\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (214$$

4. **Stadtstrassenbrücken mit Beschotterung.**

Verkehrslast wie unter 3; Schottergewicht 480 kg/qm. **Eisengewicht** ausschliesslich Zoreseisen in kg/qm

$$\pi = 170 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (215$$

Für Zoreseisen sind 80 kg/qm überdeckte Fläche hinzuzurechnen. Für aussen liegende Fusswege gilt Formel 214.

5. **Stadtstrassenbrücken mit Pflasterung.**

Verkehrslast wie unter 3. Gewicht der Pflasterung 700 kg/qm. Eisengewicht, ausschliesslich Zoreseisen in kg/qm

$$\pi = 180 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2 \quad . \quad . \quad . \quad (216$$

Gewicht der Zoreseisen und der Fusswege wie unter 4.

Bei geringer Hauptträgerhöhe und beschränkter Konstruktionshöhe der Fahrbahn fallen die Gewichte begreiflicherweise grösser aus, bei grossen Trägerhöhen aber und bei Ausführung der Quer- und Längsträger in Fachwerksform kleiner [1].

[1] Formeln für Bogenbrücken siehe im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, II. Bd., Kap. VII, bearbeitet von Brik und Landsberg, 3. Aufl., S. 12 ff., wo auch das Eigengewicht der einzelnen Teile der Strassenbrücken besprochen wird.

Tabelle 44.

Eigengewichte von Baumaterialien und Mauerwerk in Kilogramm für das Kubikmeter

a) Bausteine.

	kg cbm		kg cbm
Granit	2400—3000	Kalkstein	1700—3000
Syenit	2700—3000	Marmor	2700—2800
Quarzit	2600—2700	Dolomit	2300—2800
Diorit	2700—3000	Muschelkalk	2500—2800
Porphyr	2300—2800	Jurakalk	2600—2700
Dolerit	2800—3100	Konglomerate, Tuffe	1600—2400
Melaphyr	2600—2800	Sandsteine	1700—2900
Basalt	2400—3300	Gewöhnliche Ziegel	1400—2200
Trachyt	2500—2600	Klinker	1500—2300

b) Binde- und Füllmaterialien, Mauerwerk.

Kalkmörtel	1600—1800
Beton	1800—2300
Beton aus leichtem Material	1300
Lehmige Erden, trocken oder natürlich feucht	1500
„ „ gedichtet	1700
„ „ von Wasser durchdrungen	1900
Feiner Sand, trocken	1500
„ „ nass	1900—2000
Grober Sand	1400—1500
Kies	1800—2000
Mauerwerk	1400—2900 [1]).

c) Bauhölzer.

	frisch	lufttrocken
Fichte und Tanne	800—1000	400—700
Kiefer (Föhre)	850—1100	500—700
Lärche	850	500—650
Buche	900—1200	600—800
Eiche	900—1200	700—900

Tabelle 45 [2]).

Vorschriften der Berliner Bau-Polizei vom 21. Februar 1887 und der Bau-Abteilung des preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890.

Baustoff	kg cbm	Baustoff	kg cbm
Erde, Lehm und Sand	1600	Schiefer	2700
Kies	1800	Glas	2600
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen	1600	Tannenholz	600
desgl. aus porigen Steinen	1000—1200	Kiefernholz	650
desgl. aus Lochsteinen	1300	Eichenholz	800
desgl. aus porigen Lochsteinen	900	Buchenholz	750
Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850	Gusseisen	7250
desgl. aus Kalkstein	2600	Schweisseisen	7800
desgl. aus Sandstein	2400	Flusseisen	7850
desgl. aus Granit oder Marmor	2700	Gewalzter Stahl und Flussstahl	7860
Beton je nach Zusammensetzung	1800—2200	Blei	11370
Basalt	3200	Bronze	8600
Asphalt	1500	Kupfer	8900
Schlacken und Koksasche	600	Zink gegossen	6860
Gips gegossen	970	desgl. gewalzt	7200

[1]) Siehe auch die folgende Tabelle, sodann über das Verhältnis der Steinmasse zu den Hohlräumen in Steinschlag-Schüttungen die Versuche Bokelberg's in IV. C Oberbau der Strassen, II. b Gütebestimmung des Strassenmaterials durch Erprobung auf Versuchsstrassen.

[2]) Des Ingenieurs Taschenbuch (Hütte), 18. Aufl., Berlin 1902, Abt. II, S. 218.

Verkehrslast.

Zwischen dem ruhenden Eigengewicht und den in Bewegung befindlichen Verkehrslasten besteht ein wesentlicher Unterschied hinsichtlich der durch sie veranlassten Anstrengungen des Brückenbaumaterials. Indem nämlich die Verkehrslasten bei ihrer Bewegung über die Brücke Erschütterungen und Schwingungen hervorrufen, bewirken sie stärkere Anstrengungen aller Brückenbauteile, als wenn sie bei gleicher Grösse im Ruhezustande einwirken würden. Man trägt diesen Umständen Rechnung, indem man die Verkehrlast, bezw. ihre Wirkungen mit einem Koeffizienten versieht.

Als Verkehrslasten der Strassenbrücken kommen insbesondere Lastwagen und sich drängende Fussgänger in Betracht, neuerdings auch Strassenwalzen. Bei ersteren sind an den Berührungsstellen der Räder mit der Strassenoberfläche Einzellasten tätig, die bei ihrem verhältnismässig grossen gegenseitigen Abstande als solche in Rechnung gezogen werden, dagegen stellt sich das Menschengedränge als eine Vereinigung vieler, nahezu gleich grosser und in geringen Abständen voneinander befindlicher Einzellasten dar, und muss demgemäss als eine gleichmässig verteilte Last aufgefasst werden. Strassenwalzen endlich sind, sozusagen, Fahrzeuge mit Rädern von bedeutender Kranzbreite, bei denen sich das Gewicht auf eine, dementsprechend grosse Fläche verteilt. Man kann nachweisen, dass die **Hauptträger** kleiner Brücken aus Holz oder Eisen besonders stark durch Lastwagen in Anspruch genommen werden, dass bei grossen

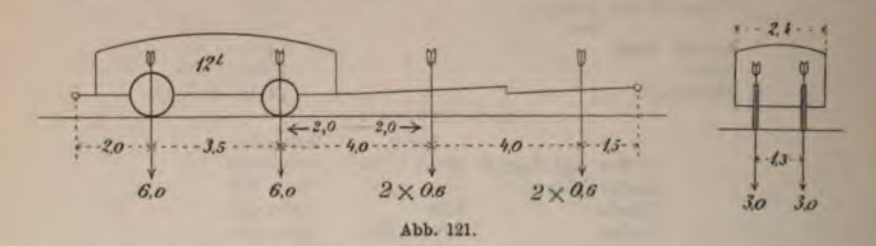


Abb. 121.

Brücken die Wirkung der Wagen durch jene eines Menschengedränges übertroffen wird, und dass bei Brücken mittlerer Grösse das Zusammentreffen von Fahrzeugen und Menschen in gewisser Zusammenstellung besonders ungünstig für die Anstrengung der Hauptträger ist.

Man legt also der Berechnung der Hauptträger je nach der Grösse des Bauwerks den betreffenden Belastungsfall zugrunde; ausserdem aber ist es üblich, alle Fahrbahnflächen, die von Fahrzeugen nicht besetzt sind, ebenso wie die Fusswege, von Menschen dicht besetzt anzunehmen

Bei Untersuchung der **Fahrbahnteile** solcher Brücken sind immer aussergewöhnlich grosse Raddrucke von Lastwagen oder besonders schweren Strassenwalzen in Verbindung mit stärkstem Menschengedränge in Betracht zu ziehen, während für die Konstruktionsglieder der **Fusswege** naturgemäss nur Menschengedränge massgebend ist. Bei Steinbrücken endlich pflegt man im allgemeinen gleichmässig verteilte Verkehrslasten anzunehmen und davon nur abzuweichen, wenn infolge geringer Überschüttungshöhen der Gewölberücken durch bedeutendere Einzellasten teilweise stärker belastet erscheint[1]).

Was die **Grösse** der Verkehrslasten betrifft, so zieht man im allgemeinen beim Entwurfe der Brücken die schwersten Fahrzeuge in Betracht, die auf den betreffenden Strassen tatsächlich vorkommen. Angaben darüber finden sich auf

1) Über Druckverteilung auf Brückengewölbe durch die Hinterfüllungsmasse hindurch siehe: Zeitschrift für Baukunde 1880, S. 180.

S. 53 u. 54. Vielfach werden für die verschiedenen Arten von Strassen von vornherein sogenannte **Normallastwagen** aufgestellt, die den stärksten, voraussichtlich zu erwartenden Angriffen angepasst sein sollen, die aber in Wirklichkeit diese meist noch übertreffen, was im Grunde genommen nicht ganz gerechtfertigt erscheint. So wird beispielsweise für Hauptstrassen mit starkem Verkehr öfters der in Abb. 121 dargestellte Wagen mit 6,0 Tonnen Achsdruck empfohlen mit der Bestimmung, dass je nach Breite und Länge der Brückenbahn mehrere derartige Fuhrwerke neben- und hintereinander angenommen werden sollen. Ausserdem wird dann meist noch ein ungewöhnlich schwerer Wagen mit Achsdrucken bis zu 12 Tonnen, einem Achsenstande von etwa 4,8 m und einer Spurweite von 1,5 m vorausgesetzt, wie er bei der Beförderung sehr schwerer, unteilbarer Gegenstände (Steinquader, Kessel u. dgl.) auftritt, doch wird ein solches, jedenfalls nur selten vorkommendes Fahrzeug einzeln und in der Brückenmitte, oder doch nur 0,5 bis 1,0 m ausserhalb derselben fahrend gedacht. Man sieht also zu, ob die Hauptträger der Brücke stärker in Anspruch genommen sind durch einen solchen ungewöhnlichen Wagen oder aber durch mehrere Fahrzeuge der Abb. 121 und berechnet dementsprechend die Stärke dieser Träger; die Abmessungen der Fahrbahnteile werden jedenfalls im Hinblick auf den 24 Tonnen-Wagen bestimmt. Zuweilen kommen bei Strassenbrücken auch andere, besondere Annahmen für deren Belastung vor, wie z. B. in den von dem bayer. Staatsministerium des Innern unter dem 13. Februar 1878 erlassenen „Vorschriften über Entwurf, Ausführung und Prüfung der Strassenbrücken mit eisernem Überbau“ (Amtsblatt des k. Staatsministeriums des Innern S. 41—52), indem man von den Gespannen der Wagen ganz absieht und zusammenhängende Reihen von lauter Radlasten sich denkt.

Für Brücken im Zuge von Strassen untergeordneter Bedeutung kommen entsprechend kleinere und leichtere Normallastwagen in Betracht, so dass mit Einschluss des oben Gesagten folgende Tabelle festgehalten werden kann:

	Gewöhnliche Normallastwagen für Hauptstrassen	Nebenstrassen	Ortsverbindungswege u. dgl.
Wagenlänge	7,5 m	5,0 m	5,0 m
Abstand des Wagenendes von der Hinterachse	2,0 m	1,5 m	1,25 m
Ladebreite	2,4 m	2,4 m	2,2 m
Spurweite	1,3 m	1,3 m	1,3 m
Achsstand	3,5 m	3,0 m	2,5 m
Achslast	6,0 t	4,0 t	2,0 t

Wenn man veranlasst ist, Dampfstrassenwalzen in Betracht zu ziehen, so kann man z. B. die in Abb. 122 gegebene Walze englischer Anordnung, die auch bei Berechnung der König Karl-Brücke über den Neckar in Cannstadt berücksichtigt wurde, annehmen.

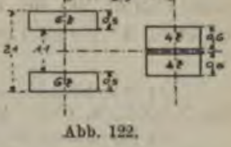


Abb. 122.

Die Grösse einer einem dichten Menschengedränge gleichwertigen, gleichmässig verteilten Last ergibt sich zu ungefähr 250 kg/qm, wenn feldmässig ausgerüstete Soldaten dicht zusammengedrängt stehen, dagegen zu 350 bis 400 kg/qm, wenn gewöhnliche Personen sich in solcher Anzahl auf einer Fläche zusammenfinden, dass auch ein Gehen im Schritt nicht mehr möglich ist. Mit Rücksicht hierauf und um dem Umstande Rechnung zu tragen, dass Konstruktionsteile, auf die die äusseren Angriffe ziemlich unvermittelt übergeben, oder die weniger massig sind, stärker leiden als andere unter günstigeren Umständen bestehende, pflegt man allgemein zwei Werte des Menschengedränges, etwa **400** u. **550** kg/qm anzunehmen und zwar den kleineren Wert bei Berechnung der

Hauptträger, den grösseren zur Bestimmung der Stärken von Fahrbahn- und Fusswegteilen.

Schneedruck.

Die Belastung einer Brücke durch Schnee ist für sich nicht so bedeutend, dass sie in Rücksicht gezogen werden müsste, wenn sie nicht gleichzeitig mit der Verkehrsbelastung auftreten würde. Zwar ist der Verkehr auf einer verschneiten Brücke unterbrochen, oder doch merklich beschränkt, es ist aber schwer zu vermeiden, dass sich im Laufe der Wintermonate eine Schichte verdichteten Schnees bildet, über die der Verkehr ungehindert weggeht. Die üblichen 100 kg/qm „Schneedruck“, die man der ständigen Last zuweilen zuschlägt, würden einer solchen Schichte von ungefähr 0,1 m Dicke entsprechen.

Windpressung.

Unter den nicht lotrecht wirkenden Angriffskräften steht der Winddruck oben an. Man denkt sich denselben in wagrechter Ebene, senkrecht zur Brückenachse gerichtet, weil hierbei der Angriff besonders gross ausfällt; ausserdem nimmt man in der Regel an, es verteile sich die Pressung gleichmässig über die ganze, von dem Bauwerke und den etwa auf ihm befindlichen Verkehrslasten dargebotene Druckfläche. Das Zutreffen der letzteren Annahme ist allerdings mit einiger Wahrscheinlichkeit nur bei kleineren Bauwerken zu erwarten. Die Berechnung der Brücken unter der Voraussetzung, sie befänden sich im Mittelpunkte eines Wirbelsturmes, ist schon früher von Gerber zuweilen, mehr in theoretischem Interesse, durchgeführt worden, neuerdings geschieht dies bei sehr bedeutenden Bauwerken mit ungünstigem Standorte, so z. B. bei der Firth of Forth-Brücke[1]) und der Kaiser Wilhelmsbrücke bei Müngsten[2]).

Deutsche Ingenieure nehmen als Windpressung öfters 150 kg/qm und 250 kg/qm und dementsprechend als Druckfläche die Summe der dem Winde entgegenstehenden Flächen der mit Verkehrslasten vollbesetzten Brücke, bezw. der leeren Brücke[3]). Als Begründung hierfür lässt sich anführen, dass 150 kg/qm auch bei den stärksten Stürmen im mitteleuropäischen Binnenlande nur selten überschritten wird und dass erst bei einem solchen Druck der Verkehr auf der Brücke gänzlich ausgeschlossen erscheint, während die Prüfung des unbesetzten Bauwerks auf seine Standfestigkeit für den ausserordentlichen Druck von 250 kg/qm mindestens zur Beruhigung dient.

In England hat man sich veranlasst gesehen, infolge des in der Nacht vom 27./28. Dezember 1879 durch Sturm bewirkten Einsturzes der Tay-Brücke verschärfte Annahmen über Windpressungen zu machen[4]). Dieselben sind jedoch nur unter besonders ungünstigen äusseren Verhältnissen am Platze.

Seitendruck d. Verkehrslast.

Bezüglich der Seitendrucke der Räder infolge der Unebenheiten der Bahn ist nur noch zu bemerken, dass deren Grösse schwer zu bestimmen ist; man nimmt sie im Brückenbau, wenn man sie überhaupt berücksichtigen will, zu etwa 4% des Gewichtes an.

---

1) Barkhausen. Die Forth-Brücke. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Bd. XXXII. S. 912. Auch Sonderabdruck. Berlin 1888.

2) Die Kaiser Wilhelms-Brücke über die Wupper bei Müngsten, mit Genehmigung der k. Eisenbahndirektion Elberfeld herausgegeben von Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau Gesellschaft Nürnberg. A.-G., bearbeitet von Professor W. Dietz. 2 Bände, Berlin 1904.

3) Bei Brücken mit gitterartig gebildeten Trägern, bei welchen der Wind nicht nur den vorderen, sondern auch den weiter zurückgelegenen Träger (und die Querverbindungsteile) trifft, muss auch die von diesem gebotene Druckfläche in Ansatz gebracht werden. Man rechnet dieselbe zuweilen halb so gross als jene, mit Rücksicht darauf, dass die Gewalt des Windes beim Durchgange durch die Maschen der ersten Tragwand vermindert wird, doch hängt dies von der Maschenweite des Fachwerkes ab.

4) Zentralblatt der Bauverwaltung 1881. S. [illegible]

5. Fahrbahntafel der Strassenbrücken.

Unter Fahrbahntafel soll im folgenden die Gesamtheit der Konstruktionsteile verstanden werden, die die Angriffe der Verkehrslasten aufzunehmen und auf die Hauptträger der Brücke überzuführen haben, die Fahrbahndecke also mit inbegriffen. Sie setzt sich demnach aus dem eigentlichen Strassenoberbau und den zu dessen Stützung dienenden Brückenteilen zusammen. Auf der Brücke wird die Fahrbahn in der Regel ebenso wie sonst auf der betreffenden Strasse gebildet, zuweilen aber erhält sie eine besondere Konstruktion; die Fusswege ordnet man fast immer auf Brückenlänge erhöht an, auch wenn dies ausserdem, wie gewöhnlich, nicht der Fall ist.

Steinbrücken

Bei Steinbrücken findet der Fahrbahnkörper sein Auflager auf der Überfüllungsmasse der Brückengewölbe, die aus wasserdurchlässigem Material oder Sparbeton bestehen kann, oder auf den Deckengewölben der über den Hauptgewölben angebrachten Hohlräume. Zur Erzielung entsprechender Druckverteilung soll zwischen der Sohlfläche des Strassenoberbaues und dem Rücken des darunter liegenden Gewölbes noch eine geschüttete Zwischenschichte von mindestens einigen Dezimetern Höhe angeordnet sein.

Die Fahrbahn wird beschottert oder gepflastert, in Städten öfters mit Holzklötzen, bei nicht zu grosser Längsneigung auch asphaltiert. Zur Abführung des von der Strassenoberfläche abfliessenden Tagwassers werden zwischen der Fahrbahn und den mit irgend einer passenden Deckschichte versehenen und nach innen von Randsteinen begrenzten Fusswegen Rinnen angelegt, die das Wasser bei geringer Länge der Brücke über diese weg, sonst aber zu Abfallröhren führen, in denen dasselbe samt dem ins Innere eingedrungenen Sickerwasser durch die Gewölbe oder die Pfeiler geleitet wird. Die Rinnen selbst werden mit Pflaster oder mit Formstücken gebildet. Auf den Stirnmauern der Brücke liegen, ungefähr in der Höhe der Strassenoberfläche, die Gesimse, die einfache, kräftig wirkende Formen erhalten sollen. Über ihnen erheben sich endlich, die Fusswege nach aussen begrenzend, die Brüstungen oder Geländer in 1,0 bis 1,2 m Höhe mit einer Stärke, die sicheren Schutz für die Fussgänger und auch die Fahrzeuge zu bieten imstande ist. Brüstungen, aus Stein voll oder durchbrochen hergestellt, verengen den Fussweg merklich, wenn man sie nicht mit Hilfe von stark ausladenden Gesimsen und Kragsteinen (Konsolen) nach aussen verschiebt. Geländer aus Eisen (oder Holz) zeigen diesen Nachteil nicht, sehen aber weniger gut aus, wenn sie nicht sehr geschickt ausgebildet worden sind.

Holzbrücken.

Auch bei den Holzbrücken ist in vielen Fällen ein eigentlicher Fahrbahnkörper vorhanden, und zwar in Form einer Schotterlage oder einer Holzpflasterdecke, die auf einer aus Bohlen oder beschlagenen Hölzern gebildeten Plattform aufruhen; zuweilen fehlt die Beschotterung oder das Pflaster, so dass sich die Verkehrslasten auf der Plattform selbst bewegen. Letztere ruht bei einfachen Balkenbrücken unmittelbar auf den Hauptträgern, bedarf jedoch zu ihrer Unterstützung besonderer, in mässigen Abständen voneinander verlegter Querträger für den Fall, dass als Hauptträger verstärkte Balken Anwendung finden, die immer in grösseren gegenseitigen Entfernungen angeordnet werden. Sollten bei manchen Brückenkonstruktionen auch die Querschwellen zu weit auseinander liegen, als dass man die Plattformteile über sie ausbreiten könnte, oder sollten Querbohlen zur Verwendung kommen, so bringt man zu deren unmittelbaren Stützung auch noch besondere Längsträger über den Querschwellen an.

Dielen und Plattformhölzer sollen quer zur Brückenbahn verlegt sein, sobald die Verkehrslasten mit ihnen in Berührung kommen, weil sie sich sonst

zu schnell abnützen und die Hufe der Zugtiere nicht den nötigen Halt finden. Um dies auch in dem Falle zu erzielen, dass die Plattform auf Querschwellen zu liegen kommt, ordnet man eine doppelte Lage Dielen an, wobei man die obere gewöhnlich schwächer hält und aus besserem Material herstellt. Im allgemeinen erhalten die Plattformhölzer je nach ihrer freitragenden Länge eine Stärke von 10—20 cm, die jedenfalls reichlich bemessen werden muss, weil jene durch Fäulnisvorgänge leicht geschwächt werden und einer starken Abnützung unterliegen, wenn sie den Angriffen von Rädern und Hufen unmittelbar ausgesetzt sind; im letzteren Falle wählt man deshalb gerne hartes Holz. Ihre Befestigung erfolgt mittels beiderseitiger, an den Hauptbalken angebolzter Randschwellen und durch mehrmaliges Nageln. Der Abfluss des Niederschlagswassers erfolgt gewöhnlich zwischen den Bohlen hindurch, zuweilen wird auch die Oberfläche der Bohlenbahn gewölbt.

Eine Schotterdecke über den Dielen erhält in der Brückenmitte die Dicke von mindestens 15 cm, die Klötze eines Holzpflasters werden entweder unmittelbar auf den Bohlenbelag oder auf eine Zwischenschichte Sandes versetzt. In einzelnen Fällen hat man die befahrene Bedielung zum Schutze gegen Abnützung mit eisenbeschlagenen Fahrlinien versehen.

Was die Fusswege hölzerner Brücken betrifft, so wird auf solche bei Brücken in untergeordneten Wegen entweder ganz verzichtet oder man trennt sie von der Fahrbahn, ohne sie zu erhöhen, lediglich mittels Randschwellen. Auf wichtigeren Brücken pflegt man die Fusswege stets erhöht anzuordnen, unter Verwendung von längs oder quer verlegten Polsterhölzern, welche die Bedielung aufnehmen.

Bei jeder Brücke, die nicht etwa durch über die Fahrbahn emporreichende Hauptträger eine genügende seitliche Abgrenzung erhält, werden besondere Schutzgeländer notwendig. Man konstruiert dieselben in der Regel ebenfalls aus Holz und sie bestehen dann aus Säulen oder Pfosten von 15 bis 16 cm Stärke, die mit den Hölzern der Plattform, den Querschwellen, Polsterhölzern oder Randschwellen verzapft und durch passend angeordnete Streben abgesteift oder seitlich an die Hauptträger befestigt werden. Über dieselben kommt ein Holm zu liegen und die hierdurch gebildeten Felder werden in geeigneter Weise weiter zerlegt oder ausgefüllt.

Eisenbrücken.

Bei den Eisenbrücken liegen die Verhältnisse ähnlich wie bei den aus Holz hergestellten, indem ebenfalls eine zur Aufnahme des eigentlichen Fahrbahnkörpers geeignete Plattform gebildet werden muss, die bei kleinen Brücken über die Hauptträger, bei grösseren auf die Zwischen- oder Fahrbahnträger zu liegen kommt. Dieselbe lässt sich aus Wellenblech, Formeisen, Buckelplatten oder mittels zwischengespannter Gewölbe bilden, seltener kommt sie bei Eisenbrücken in Form eines Holzbelags vor. Die Fahrbahn selbst kann beschottert, gepflastert oder asphaltiert werden, in einzelnen Fällen auch fehlen. Sehr oft wurde früher Wellenblech verwendet, das bei einer Stärke von 4—6 mm und einem Gewichte von 40—60 kg/qm auch unter der schwersten Radbelastung auf etwa 0,75 m frei liegen kann und so verlegt wird, dass seine geraden Erzeugenden senkrecht zur Brückenachse gerichtet sind. Auf die Blechdecke kommt die etwa 20 cm hohe Beschotterung, deren Oberfläche gewölbt wird, so dass das Tagwasser nach der Seite hin zu den Längsrinnen abfliesst. Um das die Schotterdecke durchsickernde Wasser abzuleiten, genügt es nicht, die Wellenblechdecke zu lochen, sondern es sind wirksamere Einrichtungen zu treffen. Bei grösseren Brücken mit Quer- und Längsträgern kann man letztere in ungleicher Höhe an die Querträger nieten und damit den Blechrinnen eine Neigung nach beiden Seiten hin verleihen, so dass alles eindringende Wasser sofort zum Ab-

flusse gelangt. Gleiches erreicht man bei kleinen Brücken durch ungleich hohe Auflagerung der etwas schief gestellten Hauptträger, oder man betoniert statt dessen die Blechfurchen aus und gibt der Betonoberfläche die erforderliche Querneigung, ohne freilich eine vollkommene Wasserdichtigkeit dadurch erzielen zu können.

Statt Wellenblech wendet man besonders zweckmässig einen Belag aus Ω-Eisen (Zoreseisen) an, die man senkrecht zur Brückenrichtung, mit kleinen, durch Backsteine u. dgl. zu überdeckenden Zwischenräumen anordnet. Siehe Abb. 123. Das Gewicht der üblichen Eisensorten mag 15—20 kg/m betragen Für ihre Stärkebemessung kann man nach Gerber annehmen, dass auf eines derselben höchstens die Hälfte eines Raddruckes trifft, wenn nach Abb. 123 die Oberfläche der Strasse um h über der wagrechten Schwerpunktsachse des Ω-förmigen Eisenquerschnittes liegt und der Abstand e zweier Eisen voneinander ungefähr gleich dem h ist. Im übrigen werden die einzelnen Eisen als durchlaufende Träger mit festliegenden, richtiger mit elastisch verdrückbaren Stützpunkten behandelt.



Abb. 123.

Die Anwendung von Buckelplatten mit einem Gewichte von 50 bis 80 kg/qm, die eine Befestigung an ihrem ganzen Umfange verlangen, tritt neben dem Wellenblech und den Belageisen zurück, dagegen wird die für den Fahrbahnkörper erforderliche Auflagsfläche zuweilen dadurch gewonnen, dass man Backstein- oder Beton-Gewölbe zwischen die entsprechend verankerten Fahrbahnträger einspannt und deren Rücken mit Beton abgleicht. In neuerer Zeit finden auch Monier-Platten immer mehr Verwendung.

Bei allen vorerwähnten Anordnungsweisen der Fahrbahntafel wird deren Eigengewicht sehr bedeutend und infolgedessen auch das Gewicht der eisernen Tragkonstruktion verhältnismässig gross. Um nun das gesamte Brückengewicht tunlich abzumindern, gibt man bei Strassen von untergeordneter Bedeutung mit kleineren Verkehrslasten der Schotterdecke auf der Brücke eine möglichst geringe Stärke, oder lässt dieselbe ganz weg und ordnet, wie bei Holzbrücken, eine direkt zu befahrende Plattform aus Holzbohlen an. Letzteres kommt insbesondere auch bei grossen Brücken in Städten vor. Bei solchen finden sich ausserdem noch asphaltierte oder mit Holzklötzen gepflasterte Brücken-Fahrbahnen. Die Ansichten über den Wert der letzteren sind noch geteilt. Abgesehen von den Vorzügen und Nachteilen dieser Strassenbefestigungsweisen, die beim Strassenoberbau eingehend erörtert werden, kann hier darauf hingewiesen werden, dass die Asphaltdecke jedenfalls eine starke Betonunterlage auf kräftiger Plattform verlangt und infolgedessen auch ein ziemlich grosses Brückengewicht bedingt. Besser hinsichtlich des Gewichtes ist die Holzpflasterung, da die Klötze unmittelbar auf eine gut abgeglichene Holzplattform aufgesetzt werden können [1]).

Die Fusswege zu Seiten der Fahrbahn werden in sehr verschiedener Weise abgedeckt, mit Steinplatten, Asphalt oder gebrannten Platten auf Beton u. dgl. m.; auch mit geripptem Eisenblech und Holz, letzteres besonders in dem Falle, dass die Fusswege ausserhalb der Hauptträger angeordnet sind, wobei es auf möglichste Abminderung ihres Eigengewichtes ankommt [2]).

---

1) Siehe auch unter „Belastung der Strassenbrücken".

2) Näheres siehe: Handbuch d. Ingenieur-Wissenschaften II. Bd., 2. Aufl., Kap. VIII Die Brückenbahn (Fahrbahnen, Fusswege und Geländer) bearbeitet von Steiner. Winkler, Vorträge über Brückenbau, Eiserne Brücken, IV. Heft, Querkonstruktionen, Wien 1884. Häseler, Der Brückenbau, I Eiserne Brücken, 2. Lieferung, Braunschweig 1893. Heinzerling, Brücken der Gegenwart, Abt. I, Leipzig 1873—85.

6. Form und Stärke der Brückengewölbe.

Im Brückenbau kommen nur Tonnengewölbe zur Verwendung. Form und Stärke derselben sind unter möglichst geringem Aufwand an Mitteln so zu wählen, dass die Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks vollkommen gesichert erscheint. Man stellt sie aus keilförmigen Quaderstücken, oder in Bruchsteinmauerwerk, oder auch mit Stampfbeton her, im letzteren Falle neuerdings öfters mit Eiseneinlagen. Zur Berechnung und Prüfung von Brückengewölben zeichnet man für bestimmte Belastungsfälle je die Linie, nach welcher sich der Druck innerhalb des Gewölbes fortpflanzt (Drucklinie), oder die damit fast ganz übereinstimmende Stützlinie, d. h. die Verbindungslinie der Schnittpunkte aller Druckmittelkräfte mit den Gewölbfugen, bezw. den zur Zerlegung des Gewölbes in Streifen benützten Lotebenen. Diese Drucklinien sind beeinflusst durch die Nachgiebigkeit des Untergrundes, wie auch durch die Elastizität der Widerlager und Pfeiler, der Lehrgerüste und der Gewölbe selbst. Bei der Schwierigkeit, diese Umstände entsprechend zu berücksichtigen, sieht man wohl in allen Fällen von den meisten derselben ganz ab, indem man nur die grossen und insbesondere flachen Gewölbe für sich als elastische Träger auffasst; bei kleinen und mittelgrossen Brückengewölben aber geschieht auch dies nicht, weil es tatsächlich genügt, sich dieselben als starre Körper zu denken, ganz abgesehen von der Unsicherheit darüber, ob die in der Elastizitätstheorie zu machenden Annahmen in Wirklichkeit auch zutreffen. Jedenfalls sollen im folgenden nur starre und zugleich gelenklose Gewölbe betrachtet werden.

Wölblinie. Bei der Entscheidung über die zu wählende Wölblinie, d. h. die innere Leibungslinie des Gewölbequerschnitts, kommt namentlich die verfügbare Konstruktionshöhe, die Art des unter der Brücke etwa stattfindenden Verkehrs, das gute Aussehen derselben und auch der Umstand zur Erwägung, dass sich bei einem Gewölbe die Drucklinie [illegible] im Innern [illegible] der erforderliche Materialaufwand [illegible] Mittellinie [illegible] Betracht kommen [illegible] Halbkreis, der Korbbogen [illegible] Parabel [illegible]

[illegible]

[illegible]

besonders zu empfehlen, doch verursacht auch ihre Ausführung einige Schwierigkeiten.

Das weitere Verfahren beim Entwurfe des Brückengewölbes ist wesentlich verschieden, je nachdem man eine der zuerst genannten Wölblinien wählt, oder das Gewölbe nach der Drucklinie zu formen wünscht.

Gewölbstärke.

Im ersten Falle nimmt man die Gewölbstärke vorläufig an, prüft die getroffene Wahl in demnächst zu beschreibender Weise und verbessert dieselbe nötigenfalls.

Zur vorläufigen Annahme der Schlusssteinhöhe dienen gewisse, von ausgeführten und anerkannt guten Bauwerken abgeleitete Gleichungen. Dieselben lassen zwar manches zu wünschen übrig, indem sie keineswegs **alle** tatsächlich in Frage kommenden Umstände, wie Form des Gewölbes, dessen Spannweite und Verdrückungsverhältnis, Grösse der Belastung, Art des verwendeten Materials u. dgl. m. zum Ausdruck bringen, doch erfüllen die besseren unter ihnen immerhin ihren Zweck.

Dupuit[1]) hat zur Bestimmung von Kleinstwerten der Schlusssteinhöhe gemauerter Gewölbe folgende Gleichungen aufgestellt:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für flache Bögen} & h = 0{,}15\sqrt{l} \\ \text{„ volle „} & h = 0{,}20\sqrt{l} \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (217$$

in welchen lediglich die Spannweite l (in Meter ausgedrückt) erscheint.

Rankine[2]) hält

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für einzelne Bögen} & h = \sqrt{0{,}037\,r_0} \\ \text{„ Bögen in Reihen} & h = \sqrt{0{,}052\,r_0} \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (218$$

fest, worin r_0 den Halbmesser der Wölblinie im Scheitel, in Meter ausgedrückt, bedeutet.

Heinzerling[3]) gibt folgende Gleichungen, worin r den Scheitel-Halbmesser der inneren Leibungslinie in Meter bedeutet:

a) für gutes Hausteinmauerwerk, bei Überschüttungen weniger als 1,5 m

$$h = 0{,}40 + 0{,}025\,r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (219$$

b) desgl., wenn das Gewölbe mehr als 1,5 m hoch überschüttet ist,

$$h = 0{,}45 + 0{,}030\,r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (220$$

c) für gutes Ziegelmauerwerk je nach den Überschüttungen beziehungsweise

$$h = 0{,}43 + 0{,}028\,r \text{ und } h = 0{,}51 + 0{,}033\,r \quad . \quad (221$$

d) für gutes Bruchsteinmauerwerk

$$h = 0{,}48 + 0{,}031\,r \text{ und } h = 0{,}55 + 0{,}037\,r \quad . \quad (222$$

welche ziemlich gute, etwas grosse Werte liefern.

Housselle[4]) gibt eine umfangreiche Zusammenstellung der Scheitelstärken ausgeführter Brücken zum Vergleiche mit den Werten, welche aus den Formeln Heinzerling's sich ergeben, und fügt für Betonbrücken folgende, allerdings nur aus 3 Beispielen abgeleitete Formel bei:

$$h = 0{,}20 + 0{,}022\,r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (223$$

Für Brückengewölbe, in Monier's Bauweise ausgeführt, nimmt Housselle die Formel

$$h = 0{,}05 + 0{,}01\,r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (224$$

1) Dupuit, Traité de l'équilibre des voûtes etc. Paris, 1870, pag. 185.

2) Rankine, A manual of Civil Engineering, London, 12th edition, p. 425.

3) Heinzerling, Die Brücken der Gegenwart, 2. Abt. Steinerne Brücken, Hft. I, Aachen 1875, S. 22.

4) Housselle, Brückenbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, 4. Hft., Berlin 1892, S. 265.

In allen diesen Gleichungen kommt der Scheitelhalbmesser der Leibungslinie vor. Derselbe ist für Gewölbe, deren Form der Drucklinie entsprechen soll, von vorneherein nicht bekannt. Es empfiehlt sich in diesem Falle und unter der Voraussetzung, dass der Winkler'sche Belastungsfall zugrunde gelegt wird, d. h. dass die Gewölbeform so gewählt wird, dass bei der sogenannten „Normalbelastung", wenn nämlich die Hälfte der grössten Verkehrsbelastung über die ganze Spannweite ausgebreitet angenommen wird, die Stützlinie mit der Mittellinie des Gewölbes zusammenfällt, die von Tolkmitt[1]) aufgestellte Formel

$$h = \frac{0{,}15\frac{l^2}{f}}{q - 0{,}15\frac{l^2}{f}}\left(e + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (225$$

zu benützen, wobei l die Spannweite und f die Pfeilhöhe der inneren Leibung, e die Höhe der zurückgeführten ständigen Belastung über der äusseren Leibungslinie, p die Höhe der auf Mauerwerk zurückgeführten Verkehrslast und q die zulässige Belastung des Wölbmaterials in cbm für das qm bedeutet.

Vom Scheitel aus gegen die Kämpfer hin lässt man die Stärke der gelenklosen Gewölbe zunehmen, so dass die Projektion der Fugenlänge aufs Lot durchaus der vorläufig bestimmten Schlusssteinhöhe h gleich wird.

Prüfung eines nach Form und Stärke gegebenen Gewölbes auf seine Standfestigkeit.

Die Prüfung eines in der beschriebenen Weise vorläufig angenommenen Gewölbes erfolgt also, wie auf S. 324 ausgesprochen wurde, mit Benützung von Drucklinien unter der Annahme, dass ein unelastischer Gewölbekörper vorliege.

Da die Drucklinie für eine gegebene Belastung nur gezeichnet werden kann, wenn 3 Punkte von ihr bekannt sind, im vorliegenden Falle aber Bedingungsgleichungen zu deren Bestimmung fehlen, so bleibt nur übrig, bezüglich der Lage der Drucklinie im Gewölbe zulässige Annahmen zu machen. Man gelangt zu solchen durch mancherlei Überlegungen, die hier nur angedeutet werden können.

Zunächst ist zu bedenken, dass die Stützlinie im allgemeinen immer in der Scheitelfuge oder deren Nähe und in den sogenannten Bruchfugen[1]) besonders nahe an einen der Gewölberänder heranrückt. Sodann kommt in Betracht, dass in einem richtig angeordneten Gewölbe bei allen wirklich eintretenden Belastungsfällen an keiner Stelle Gleitungs- oder Kantungserscheinungen auftreten dürfen und dass die zulässigen Spannungswerte der Wölbmaterialien nirgends überschritten werden sollen. Die Gefahr des Gleitens wird bei kunstgerechter Ausführung erfahrungsgemäss kaum irgendwo hervortreten, die anderen Bedingungen aber sind erfüllt, wenn alle, den verschiedenen Fällen der Belastung zugehörigen Drucklinien überhaupt nicht, oder nicht allzustark aus dem Kerne des Gewölbes (mittlerem Drittel der Bogenstärke) heraustreten. Einen anderen Punkt der Überlegung endlich bildet der Umstand, dass der Wert des Horizontalschubes und also auch dessen Grösst- und Kleinstwert, von der Höhenlage des

[1]) G. Tolkmitt, Die Berechnung der Gewölbstärke und Bogenform massiver Brücken, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1878, S. 451; sodann G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken, 2. Aufl. von A. Laskus, Berlin 1902, S. 42.

[2]) Die normal zur inneren Leibungsfläche des Gewölbes gezogene Bruchfuge bildet im allgemeinen mit der Wagrechten einen Winkel von ungefähr 30°, bei flachen Gewölben fällt sie mit der Kampferfuge zusammen.

Druckmittelpunktes in der Scheitel- und den Bruchfugen abhängig ist[1]). Da diese beiden Grenzwerte des Horizontalschubes mit dem Verhalten des Gewölbwiderlagers zusammenhängen, so zwar, dass bei einer Gleichgewichtsstörung einmal das Widerlager sich nach einwärts in Bewegung setzen, das andere Mal aber nach auswärts bewegt werden würde, dass also von einem passiven oder aktiven Horizontalschub gesprochen werden kann, so kommt man schliesslich zu dem Ergebnis,

> dass das vorgelegte Gewölbe als standfest anzusehen sei, wenn für die als massgebend zu erachtenden Belastungsfälle sich je eine Maximal- und Minimaldrucklinie einzeichnen lässt, die durch 3 Punkte der Kernränder geht und ganz innerhalb des Kernes verläuft oder nirgends allzuweit aus demselben hervortritt.

Besonders bedeutungsvoll für die Beurteilung der Standfestigkeit ist die Minimaldrucklinie, die durch den oberen Kernpunkt in der Bruchfuge am Scheitel und durch den unteren Kernpunkt in den eigentlichen Bruchfugen, bezw. Kämpferfugen hindurchgeht; man begnügt sich deshalb öfters nur mit ihrer Zeichnung, dagegen ist die Maximaldrucklinie insbesondere von Bedeutung bei Untersuchung von Pfeilern auf ihre Standfähigkeit.

Was nun die als massgebend zu erachtenden Belastungsfälle betrifft, so werden bei Prüfung eines nach Form und Stärke angenommenen Gewölbes meist 2 Fälle angenommen, nämlich die Verkehrslast sowohl über die ganze Spannweite, wie auch auf die Hälfte derselben ausgebreitet.

Bei halbseitiger Belastung werden die 3 Punkte in den Bruchfugen wie vorher angenommen, die Untersuchung wird aber etwas umständlicher, weil jetzt die Bruchfugen zunächst nicht bekannt sind und nur durch Probieren bestimmt werden können.

Näheres hierüber siehe z. B. im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, II. Teil, 4. Aufl., 1. Band, Kap. II, S. 172, Leipzig 1904, bearbeitet von Foerster.

Gewölbe in Drucklinien-Form.

Auf andere Weise kommt der Entwurf des Gewölbes zustande, wenn die Mittellinie seines Querschnittes mit einer bestimmten Drucklinie übereinstimmen soll. Aus den Untersuchungen über den Zusammenhang von Druck- und Belastungslinien geht hervor, dass es bei einer bestimmten Form des Gewölbes nur einen einzigen Belastungsfall gibt, bei dem die gewünschte Übereinstimmung zwischen beiden vorhanden ist. Bei einem nur ruhender Belastung ausgesetzten Gewölbe liesse sich dieser Belastungsfall ohne besondere Schwierigkeit durch passende Übermauerung, durch die Anordnung von Hohlräumen u. dgl. m. herbeiführen. Anders liegt die Sache bei den Gewölben der Strassenbrücken, die wechselnden Belastungen ausgesetzt sind, wenngleich diese der grossen ständigen Last gegenüber mehr in den Hintergrund treten. Es fragt sich also, welcher Belastungsfall bei Feststellung der Gewölbeform zugrunde gelegt werden soll. Nach Winkler[2]) ist es der einer gleichmässigen Belastung der ganzen Brückenweite durch Eigengewicht samt halber Verkehrslast. Diesen Belastungsfall hat auch Tolkmitt später festgehalten.

[1]) Der Grösstwert des Horizontalschubs tritt ein, wenn sein Angriffspunkt im Scheitel möglichst tief liegt und eine Drehung um einen hochgelegenen Punkt der Bruchfuge bewirkt, während beim Kleinstwert des Horizontalschubs gerade das Umgekehrte stattfindet. Die dem Grösst- und Kleinstwert des Horizontalschubs zugehörigen Stützlinien werden Maximal- und Minimalstützlinien genannt.

[2]) Winkler, Lage der Stützlinie im Gewölbe, Vortrag, gehalten im Architekten-Verein zu Berlin am 17. März 1879, Deutsche Bauzeitung 1879, S. 117, 127, sodann ebenda 1880, S. 58.

Man verfährt nun in der Weise, dass man durch vorausgegangene Erwägungen

1. die Spannweite des Gewölbes,
2. dessen Pfeilhöhe,
3. die Konstruktionshöhe im Gewölbescheitel, d. h. den Abstand der Strassenoberfläche vom Scheitelpunkte der inneren Wölblinie feststellt, sodann
4. den Halbmesser der Wölblinie im Scheitel vorläufig gleich dem Halbmesser einer kreisförmigen Wölblinie, falls man nicht die Gleichung von Tolkmitt (S. 326) benützt,
5. die Schlusssteinhöhe auf Grund einer der Erfahrungsgleichungen,
6. die Verkehrsbelastung in üblicher Weise

annimmt, weiter nach Bestimmung der Belastungsfläche und des Horizontalschubs die Zeichnung der Drucklinie ausführt und schliesslich dieselbe durch einen passenden Kreisbogen oder in einfacher Weise zusammengesetzten Korbbogen ersetzt.

7. Material-Widerstände.

Die richtige Festsetzung der zulässigen Beanspruchung der Konstruktionsmaterialien erfordert bekanntlich sehr eingehende Überlegungen. Ein Konstruktionsteil soll im allgemeinen auch unter den ungünstigsten Umständen keine bemerkbaren bleibenden Formveränderungen erleiden. Hätte man einen vollkommenen, fehlerlosen Baustoff zur Verfügung, wären dessen Eigenschaften durch Versuche genau festgestellt worden und hätte man Sicherheit dafür, dass diese Eigenschaften im Laufe der Zeit keine Änderung erlitten, könnte die grösste, unter den ungünstigsten Umständen auftretende Anstrengung scharf berechnet werden und liessen sich alle übrigen Umstände, deren Wirkung einer Abminderung der Stoffgüte gleichzuachten ist auf irgend eine Weise in Rechnung bringen, so dürfte man die zulässige Spannung bis zur sogenannten Proportionalitätsgrenze reichen lassen. Diese Voraussetzungen treffen aber bekanntlich nicht zu, vielmehr steht fest, dass die wirklich eintretenden Anstrengungen grösser sein werden als die rechnungsmässig bestimmten, und dass man anderseits mit einem mangelhaften Baustoff rechnen muss, dessen Güte nicht nur durch die ihm naturgemäss anhaftenden Fehler, sondern auch durch Arbeitsfehler, unvermeidliche Schwächungen an den Verbindungstellen u. dgl. m. vermindert erscheint. Es bleibt also nichts anderes übrig, als diesen verschiedenen Umständen durch Wahl eines genügend kleinen Wertes der zulässigen Spannung Rechnung zu tragen. Wie weit man jedoch hierbei zu gehen habe, muss eigentlich in jedem Falle besonders entschieden werden und es lässt sich im allgemeinen nur aussprechen, dass die zulässige Spannung um so höher und bei definitiven Bauwerken um so näher an der Spannung bis zur Proportionalitätsgrenze liegend angenommen werden dürfe, je mehr die oben erwähnten idealen Voraussetzungen als zutreffend erachtet werden können[1]). Übrigens pflegt man die zulässige Spannung als einen Bruchteil der betreffenden Festigkeit (Bruchspannung) auszudrücken, weil diese sich schärfer bestimmen lässt als die Proportionalitätsgrenze.

Mauerwerk.

Was die zulässige Belastung des Mauerwerks, und insbesondere des Gewölbemauerwerks betrifft, so fehlen zu ihrer richtigen Bestimmung schon die erforderlichen Festigkeitsversuche, denn so viele derartige Versuche mit Gesteinen oder Mörtelsorten angestellt wurden, so wenige liegen bis jetzt mit genügend grossen Mauerwerkskörpern aus diesen Steinen und Bindematerialien vor; es

1) Loewe, Zur Frage der zulässigen Spannung, Wochenblatt f. Baukunde, 1885, S. 143.

sind zunächst einige Arbeiten mit Ziegelmauerwerk, insbesondere von Neumann[1]) und Böhme[2]), die in Betracht gezogen werden können. Letzterer fand, dass je nach der Güte des verwendeten Mörtels die Druckfestigkeit des untersuchten Ziegelmauerwerks bezw. 44, 48, 55 und 63 % der für die Ziegel erhobenen Druckfestigkeit betrug und dass sich bei 10facher Bruchsicherheit als zulässige Belastung für

1. gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 9 kg/qcm,
2. besseres Ziegelmauerwerk in Zementmörtel 14 „
3. bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel 20 „
4. poröse, hart gebrannte Wölbziegel in Zementmörtel 10 „

berechnete[3]).

Eine Übertragung der für Ziegelmauerwerk gefundenen Prozentzahlen auf Bruchstein- und Quadermauerwerk, wie sie in Ermangelung anderer Zahlenwerte öfters beliebt ist, lässt sich natürlich nicht rechtfertigen. Es ist vielmehr zu erwarten, dass sich einerseits die Form und Grösse der vermauerten Steine, anderseits aber der Mörtel insoferne geltend machen muss, als manches Bruchsteinmauerwerk mehr einem Grobmörtel (Beton) ähnelt, während bei einem Quadermauerwerk aus grösseren Stücken die Mörtelfugen ganz zurücktreten, das Steinmaterial aber in den Vordergrund tritt. Bei Ausführungen grösserer Brückenbauten sind wiederholt auch einzelne Versuche dieser Art, jedoch nur an kleinen Mauerwerkskörpern vorgenommen worden, so dass es zweifelhaft bleibt, ob ihre Ergebnisse ohne weiters auf grössere Verhältnisse übertragen werden dürfen. So wurden gelegentlich der Ausführung von Steinbrücken auf der Bahnlinie Stockheim-Ludwigshafen-Landesgrenze einige Versuche ausgeführt[4]). Dabei wurden 12 würfelförmige Mauerkörper von 15 cm Seite aus je 3 Tonschieferplatten in Zementmörtel untersucht; der Mörtel wurde in 2 Mischungen

a) 5 Zement, 1,25 Kalk, 12,5 Sand,
b) 5 „ 1,25 „ 15 „

verwendet. Die Ergebnisse waren folgende:

Zeit nach der Anfertigung	Mörtel	Druck in kg/qcm, wobei Risse entstanden	der Bruch eintrat
5 Wochen	a	180—290	260—340
	b	180	230
3 Monate	a	180—210	270—285
	b	185	320
1 Jahr	a	220—230	310—350
	b	130—180	260—280

Gleiche Versuche hat Rheinhard[5]) in Stuttgart mit 3 Würfeln von 15 cm Kantenlänge ausgeführt. Bei 2 Würfeln waren 2 je 6,25 cm dicke Platten aus sehr hartem Buntsandstein-Findlingen mit einer Zwischenfuge von 2,5 cm Stärke zusammengefügt; der 3. Würfel zeigte ebenso starke Granitplatten. Der Mörtel bestand aus 1 Teil Portlandzement und 2 Teilen groben Sandes und wurde in die Fugen eingestampft. Die Druckfestigkeit der beiden erst-

[1]) Neumann, Versuche über die Druckfestigkeit von Mauerwerk, Deutsche Bauzeitung 1867, S. 1, 10.

[2]) Dr. Böhme, Bericht über die Tätigkeit der k. preuss. Prüfungs-Station für Baumaterialien im Jahre 1878, Zeitschrift für Bauwesen, 1880, S. 553 ff.

[3]) Einige andere diesbezügliche Versuchsergebnisse Bauschinger's siehe: Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Vereins 1874, S. 27 und Beilage III zum 3. Heft dieser Zeitschrift.

[4]) Ebermayer, Ergebnisse von Zement- und Mörtelprüfungen, Wochenblatt für Baukunde, 1887, S. 315, 326, 336.

[5]) Rheinhard, Druckfestigkeit von Mauerwerkskörpern, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1888, S. 535.

genannten Würfel betrug 4 Wochen nach ihrer Herstellung 440 und 454 kg/ die des 3. Würfels nach 6 Wochen 450 kg/qcm.

Im Jahre 1888 wurden im Laboratorium der Technischen Hochschul München auf Veranlassung Leibbrand's Versuche mit Probekörpern Mauerwerk (Buntsandstein und eingestampftem Zementmörtel mit dem Mi Verh. 1 : 2), sowie mit Stücken des Gesteins und aus dem Mörtel allein geführt [1]).

Es ergab sich als Druckfestigkeit

der Steinprismen	631—653	kg/qcm
der 4 Wochen alten Mauerwerkskörper	340—389	„
„ 8 „ „ „	381—435	„
„ 4 „ „ Mörtelprismen	217—250	„
„ 8 „ „ „	240	„

Versuche mit grösseren Mauerwerkskörpern sind vom österreichis Ingenieur- und Architekten-Verein durchgeführt worden [2]), nachdem derselbe sc vorher epochemachende Versuche an fertigen Gewölben veranlasst hatte [3]).

Die prismatischen Mauerwerkskörper hatten einen quadratischen Quersch von 0,5 Seite bei einer Höhe von 1,0 m, nur die Prismen aus Ziegeln zei die Seitenlänge des Querschnitts von 0,45 m. Die Erhärtungsdauer der durch mit Portland-Zementmörtel gebildeten Mauerwerkskörper betrug 3—4 Mon

Tabelle 46.

Nr.	Mauerwerksgattung	Mischungsverhältnis des Mörtels, bezw. Stampfbetons	Mittlere Druckfestigkeit kg/qcm
1	Quadermauerwerk aus Gmündner Granit	1 : 2	570
2	Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaftem, hartem Sandstein des Wientales	1 : 2	250
3		1 : 3½	180
4	Stampfbeton mit Rundschotter	1 : 5	125
5		1 : 8	65
6		1 : 10	50
7	Ziegelmauerwerk aus Klinkern der Firma K. Schlimp	1 : 2	250
8	Desgl. aus Zliver Hohlziegeln	1 : 2	200
9	Desgl. aus Wienerberger Pfeilerziegeln	1 : 2	150
10	Desgl. aus Wienerberger gewöhnlichen Ziegeln	1 : 2	115

Unter der Voraussetzung, dass die statische Untersuchung mit aller S falt für die ungünstigen Belastungsfälle, jedoch nach der älteren Theorie o Berücksichtigung von Formveränderungen angestellt wird und auf eine kuns rechte Ausführung des Mauerwerks gerechnet werden kann, pflegt man den Sic heitsgrad für Mauerwerk, und insbesondere für Gewölbe gleich 10 festzuhal d. h. die zulässige Spannung auch an der gefährlichsten Stelle nicht grö als ¹/₁₀ der Druckfestigkeit des Mauerwerks in Würfelform anzunehmen.

1) K. v. Leibbrand, Gewölbte Brücken, Fortschritte der Ingenieur-Wissenscha 2. Gruppe, 7. Heft, Leipzig 1897, S. 5.

2) Bericht des 2. Gewölbe-Ausschusses, Beilage zur Zeitschrift des österr. Ing.-Arch.-Vereins 1901, Nr. 25.

3) Bericht des Gewölbe-Ausschusses, Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1 Nr. 20—34.

Bei Brückengewölben, die nur auf Druck konstruiert sind, und bei denen die Drucklinie auch in den gefährlichsten Belastungsfällen innerhalb des Kerns verläuft, werden sich im ganzen sehr günstige Spannungsverhältnisse ergeben, und gleiches ist bei kleinen Gewölben der Fall, deren Schlusssteinhöhe schon mit Rücksicht auf gute Ausführbarkeit verhältnismässig gross gewählt werden muss. Übrigens empfiehlt es sich auch sonst, die zulässige Spannung mit der Weite des Gewölbes abnehmen zu lassen. Im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, 1. Bd., Kap. II Steinerne Brücken, 4. Aufl., bearbeitet von Foerster S. 150—152, findet sich eine umfangreiche Zusammenstellung ausgeführter Brückengewölbe, deren Beanspruchung für den ungünstigsten Belastungsfall ermittelt wurde.

Die Druckfestigkeit des erhärteten Luftmörtels in Würfelform kann zu 36—80 kg/qcm angenommen werden; in dünnen, plattenartigen Schichten aber, also bei seiner Verwendung zwischen den Mauersteinen, ist er merklich widerstandsfähiger[1]), wie denn überhaupt die Form gedrückter Körper von wesentlichem Einfluss auf deren Druckfestigkeit ist.

Mit Betonwürfeln hat unter anderen Dyckerhoff[2]) folgende Versuche angestellt. Es wurden Betonkörper von 1 m Länge, 0,4 m Breite und 0,4 m Höhe hergestellt, wobei teils Kies, teils geschlagene Steine verwendet wurden. Der Kies hatte 5—45 mm Korngrösse; der Kiessand bestand aus gleichen Teilen Sand und Kies, letzterer bis zu 18 mm Korngrösse. Die Hohlräume erreichten etwa 50 %. Der Mörtel- (bezw. Zement-) Anteil wurde in der Art festgestellt, dass man zuerst die zur Füllung der Hohlräume erforderliche Menge ermittelte und sodann derselben 15 % zuschlug, damit die Körner durch eine dünne Hülle voneinander gesondert wären.

Nach 7 monatlicher Erhärtungsdauer der Betonblöcke im Freien wurden aus denselben Würfel von 20 cm Seite gesägt; dieselben lieferten in nassem Zustande folgende Festigkeitszahlen:

Mischungsverhältnis in Raumteilen			Druck-Festigkeit	Mischungsverhältnis in Raumteilen			Druck-Festigkeit
Zement	Sand	Kies	kg qcm	Zement	Kiessand	Steinschlag aus bezw.	kg qcm
1	3	6	140,0	1	5	8 Basalt	147,9
1	4	8	121,2	1	6	10 Kalkstein	121,0
1	5	10	94,1	1	7	11 Sandstein	83,0
1 + 1 Kalkteig	6	12	96,8	1 + 1 Kalkteig	8	13 „	91,2

Mörsch[3]) macht folgende Angaben:

[1]) Tourtay, Note sur l'influence des joints dans la résistance à l'écrasement des maçonneries de pierre de taille, Ann. d. p. et ch. Mém. et Doc. 1885, 2. Sem., p. 582—592.

[2]) Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen, bearbeitet im Auftrage des Ver. Deutsch. P. C.-Fabrikanten von Büsing und Schumann, 2. Aufl., Berlin 1899, S. 95.

[3]) Wayss u. Freytag, A. G., Der Betoneisenbau, seine Anwendung und Theorie. Theoret. Teil von Reg. Baum. E. Mörsch, Bureau-Vorstand. Im Selbstverlage der Firma, Mai 1902.

Tabelle 47.

Zug- und Druckfestigkeit von Zementmörteln.

Zement-Marke	Alter in Tagen	Normalstand 1:3 Zugfestigkeit in kg/qcm	1:6	Verhältnis beider Mischungen	1:3 Druckfestigkeit in kg/qcm	1:6	Verhältnis beider Mischungen
A	7	20,35	10,73	1,88	202,50	84,25	2,70
	28	27,75	14,33	1,94	267,00	100,25	2,64
	90	32,50	16,50	1,97	306,00	115,25	2,65
B	7	23,38	11,63	2,08	205,00	77,25	2,66
	28	30,08	15,98	1,89	289,25	117,75	2,46
	90	35,03	17,40	2,00	325,50	159,75	2,04
C	7	22,75	11,30	2,01	209,75	95,00	2,20
	28	30,20	16,78	1,86	326,50	120,00	2,70
	90	35,38	18,65	1,90	354,00	130,75	2,61

sodann für die Schubfestigkeit die Mittelwerte aus je 3 Versuchen:

Mischung	1:3		1:4		1:7	
Wasserzusatz	8%	14%	8%	14%	8%	14%
Schubfestigkeit	36	30	31	28	26	19 kg/qcm

Auch finden sich a. a. O. Angaben, welche in Tabelle 48 zusammengestellt sind, nämlich bezüglich der Elastizitätsverhältnisse von 80—90 Tage alten Probekörpern aus Mannheimer Portlantzement, Rheinkies und Rheinsand, die auf Veranlassung der Firma Wayss & Freytag von Bach in Stuttgart ausgeführt wurden. Die Zahlen der Tabelle sind ebenfalls Mittelwerte aus je 3 Versuchen.

Tabelle 48.

Mischung in Raumteilen	Spannung kg/qcm	Wasserzusatz 8% Dehnung in Millionstel	Wasserzusatz 8% E	Wasserzusatz 14% Dehnung in Millionstel	Wasserzusatz 14% E
1:3	Druck 61,3 bis 3,0	255 bis 10	240000 bis 300000	293 bis 11	209000 bis 272000
	Zug 1,6 „ 9,2	6 „ 47	267000 „ 196000	7 „ 44	230000 „ 175000
1:4	Druck 61,3 „ 3,0	290 „ 11	211000 „ 273000	360 „ 12	170000 „ 250000
	Zug 1,6 „ 7,8	6 „ 41	266000 „ 190000	6 „ 32	250000 „ 194000
1:7	Druck 61,3 „ 3,0	415 „ 14	148000 „ 214000	—	—
	Zug 1,6 „ 3,9	8 „ 28	200000 „ 140000	—	—
	Druck 30,6 „ 3,0	—	—	351 „ 28	87000 „ 107000
	Zug 1,6 „ 3,1	—	—	13 „ 31	123000 „ 100000

Im übrigen sei bemerkt, was zum Teil auch aus den vorstehenden Angaben ersehen werden kann, dass die Festigkeit und zugleich die Dichtigkeit

des Betons wesentlich von dem Mischungsverhältnis seiner Bestandteile abhängig ist und dass er umsoweniger fest und dicht ausfällt, je magerer er hergestellt wird. Allerdings nehmen auch die bei der Erhärtung hervortretenden Volumänderungen mit dem Dichtigkeitsgrade zu, so dass es sich empfiehlt die Festigkeit nicht höher zu nehmen, als es im besonderen Falle notwendig erscheint. Weiter ist nicht zu übersehen, dass ein festerer Beton bei Maschinenarbeit erzielt wird und dass die Festigkeit mit der Erhärtungszeit wächst.

Die an Versuchskörpern erhobene Festigkeit fällt auch unter sonst gleichen Verhältnissen verschieden aus je nach Form und Grösse dieser Körper. Besonders schwer ist eine Übersicht über die Elastizitätsverhältnisse bei Beton, wie auch den verschiedenen Mauerwerksgattungen zu gewinnen, die, ebenso wie die Festigkeit durch die vorstehend erhobenen Umstände beeinflusst werden. Eingehende Versuche rühren von Bach in Stuttgart her[1]). Als grobe Durchschnittswerte der Elastizitätszahlen (E) bei Druckbeanspruchung kann vielleicht 250000 kg/qcm für niedrige und 150000 kg/qcm für hohe Spannungen angenommen werden. Als Ausdehnungskoeffizient des Beton aus Portlandzement mag 0,00001370 gelten.

Als zulässige Spannungen (Festigkeitszahlen) in kg/qcm nimmt die Firma Dyckerhoff & Widmann für einige Mischungen von Stampfbeton folgende Zahlen an:

Mischung	Druck	Zug
1 : 7 : 9	12—15	0,5—1,0
1 : 6 : 8	16—20	1,5—2,0
1 : 5 : 6,5	20—25	2,0—3,0

Diese Zahlen gelten bei kurzer Erhärtungsdauer. Wenn für die Erhärtung ein längerer Zeitraum zur Verfügung steht, bevor die Beanspruchung des Bauwerks eintritt, können dieselben etwas erhöht werden; im allgemeinen rechnet aber die genannte Firma mit diesem Umstande nicht, sondern bleibt bei den angegebenen Zahlen stehen[2]).

Die Berliner Bau-Polizei nimmt folgende Grösstwerte als zulässige Druckspannungen für Hochbauten an:

Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	5	kg/qcm
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	7	„
Gutes Mauerwerk in Zementmörtel	11	„
Bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel	12—14	„
Sandstein	15—30	„
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	25	„
Granit	45	„

Baugrund.

Bezüglich der zulässigen Belastung des Baugrundes gehen die Ansichten vielfach auseinander und es genügen die vorliegenden Beobachtungen und Versuche noch keineswegs zur Klarstellung aller dabei in Frage kommenden Verhältnisse. Für natürlichen Baugrund aus festgelagerten, ungebundenen Bodenarten von genügender Mächtigkeit und entsprechender seitlicher Ausdehnung kann man im allgemeinen 2—5 kg/qcm als zulässig erachten, anderseits ist die zulässige Belastung vollkommen sicheren Felsuntergrundes durch die Festigkeit des aufgesetzten Mauerwerks bestimmt; Zwischenwerte können je nach der Be-

[1]) Siehe unter anderem Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ingenieure, 1895, Nr. 17, S. 489; 1896, Nr. 48, S. 1381; 1897, Nr. 9, S. 241; sodann die Angaben in Tabelle 48.

[2]) Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen, verfasst im Auftrage des Ver. Deutsch. Portlandzement-Fabrikanten, bearbeitet von Professor F. W. Büsing und Dr. C. Schumann, 2. Aufl., Berlin 1899, S. 105.

schaffenheit der Untergrundschichten angenommen werden. In allen wichtigeren Fällen wird es sich jedoch empfehlen, das zulässige Mass der Belastung durch Probebelastungen oder durch Einrammen von Versuchspfählen besonders zu bestimmen, und es gilt dies insbesondere auch bei künstlicher Gründung[1]).

Für Bauhölzer können folgende aus den Versuchen Bauschinger's und Tetmajer's abgeleitete Erfahrungszahlen festgehalten werden[2]).

	Elastizitätsmodul.			Proportionalitätsgrenze		
	Zug kg/qcm	Druck kg/qcm	Biegung kg/qcm	Zug kg/qcm	Druck kg/qcm	Biegung kg/qcm
Nadelholz	120000	110000	120000	360	130	250
Eichenholz	110000	100000	100000	470	150	216
Buchenholz	180000	170000	15000	580	105	250

Die zulässigen Spannungen werden ziemlich allgemein bei Brücken auf die Dauer zu $^1/_{10}$ der betreffenden Festigkeiten angenommen; demnach gelten unter der Voraussetzung, dass die Anstrengungen parallel den Fasern erfolgen, die nachstehenden Werte:

Zulässige Spannungen in kg/qcm.

	Zug	Druck	Schub	Biegung
Lärche	70	40	7	65
Tanne	60	30	6	50
Fichte	65	30—32	6	42
Föhre	70	33	5	50
Eiche	90	45	8	60
Buche	90	32	8	72

Die Widerstandskraft der Hölzer gegen Abscherung, senkrecht zu den Fasern, ist entschieden grösser als gegen Abscherung parallel den Fasern, dagegen die Druckfestigkeit in der Richtung quer zu den Fasern wesentlich kleiner als dieselbe Festigkeit in der Längsrichtung; bei weichen Hölzern beträgt diese Querfestigkeit ungefähr nur $^1/_{10}$ der Längsfestigkeit, bei harten Hölzern nahezu $^1/_3$. Dabei ist allerdings vorausgesetzt, dass die Versuche mit Würfeln gemacht sind und die Pressung sich auf die ganze Seitenfläche erstreckte, während in den meisten Fällen der Ausführung die Verhältnisse insofern günstiger liegen, als die Pressung von Säulen oder Streben gegen durchlaufende Langhölzer ausgeübt werden[3]).

In nur zeitweilig bestehenden Bauwerken dürfen die angegebenen zulässigen Spannungen verdoppelt werden.

---

1) Siehe in dieser Beziehung: Handbuch der Ing.-Wissenschaften, 4. Aufl., Teil II, I. Bd., Kap. II, bearbeitet von Foerster 1904, S. 156. Auch sei verwiesen auf Engesser, Zur Theorie des Baugrundes, Zentralblatt der Bauverw. 1893, S. 306.

2) Dr. W. Wittmann, Statik der Hochbaukonstruktionen, 2. Teil: Holz- und Eisenkonstruktionen, 2. Aufl., München 1893, S. 78.

3) Eine lehrreiche Darstellung dieser Verhältnisse und Mitteilungen von Versuchsergebnissen von Föppl findet sich im 29. Heft der „Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der K. Technischen Hochschule München“, S. 7.

Eisen und Stahl.

Seit langer Zeit schon, und zuweilen auch heute noch, nimmt man als zulässige Spannung des schmiedbaren Eisens in Brückenkonstruktionen ungefähr den 5. Teil von dessen in Betracht kommender Festigkeit an, und zwar unter der gewöhnlich stillschweigend gemachten Voraussetzung, dass die vom ruhenden Eigengewicht und von der bewegten Verkehrslast herrührenden Anstrengungen als gleichwertig zusammengenommen und die Verkehrslasten in ihrer ungünstigsten Stellung, jedoch im Ruhestande auf der Brücke gedacht werden. Dementsprechend sind die nachstehend verzeichneten Zahlen aufzufassen.

	Elastizitätsmodul			Proportional.-Grenze			Zulässige Spannung			
	Zug	Druck	Biegung	Zug	Druck	Biegung	Zug	Druck	Schub	Biegung
	kg/qcm			kg/qcm			kg/qcm			
Schweisseisen	2000000	2100000	1800000	1600	—	1600	700	700	550	700
Flusseisen	2150000	—	1990000	2200	—	2000	750	750	600	700
Flnssstahl	2200000	2300000	2100000	3500	3500	4000	1100	1100	750	1100
Gussstahl	2500000	—	—	3750	5000	5000	1400	1400	1200	1400

Später ist diese einfache Berechnungsweise vielfach abgeändert worden. Um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass bewegte Lasten tiefer gehende Wirkungen als gleich grosse ruhende Lasten ausüben, um also die mit der Grösse der Spannweite wechselnde Bedeutung des Eigengewichtes und der Verkehrslast in Rücksicht zu ziehen, hat man schon früher zuweilen bei kleinen Brücken kleinere Werte der zulässigen Spannung als bei grossen Brücken festgehalten. Noch entschiedener ging Gerber zuerst bei der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz vor, indem er die zulässige Spannung verschieden wählte, je nachdem es sich um Anstrengungen infolge ruhender oder bewegter Belastung handelte. Ein weiterer Fortschritt bei der Stärkebemessung der Brückenkonstruktionen vollzog sich, nachdem man, durch die Versuche Wöhlers[1]) aufmerksam gemacht, nicht nur die Grösstwerte der auftretenden Spannungen, sondern namentlich auch die Grenzen in Betracht zog, zwischen denen sich dieselben bewegen. Von den verschiedenen in Vorschlag gebrachten Berechnungsweisen haben insbesondere die von Launhardt-Weyrauch und von Gerber Anerkennung gefunden[2]). Doch auch diese werden neuerdings wieder durch abgeänderte vereinfachte Berechnungsweisen ersetzt, worauf hier nicht näher eingegangen werden kann[3]).

Durchlässe.

1. Anlage und Lichtöffnung der Durchlässe.

Durchlässe werden erforderlich, wenn von der Strasse Bodensenkungen überschritten werden, in denen beständig oder zeitweilig Wasser fliesst, wenn das in den Gräben längs der Strasse hinfliessende Tag- oder Grundwasser unter der Strasse hindurch nach der Seite abgeleitet werden soll, und wenn es sich

1) Zeitschrift f. Bauwesen 1858, 1860, 1863, 1866, 1870.

2) Siehe z. B. Loewe, Die derzeitige Auffassung des Wöhler'schen Gesetzes, Zeitschr. des bayerischen Arch.- u. Ing.-Vereins, 1876/77, S. 93.

3) Es sei hier unter anderem auf das Handbuch der Ingenieur-Wissensch. 2. Bd., 2. Abt., 3. Aufl., Leipzig 1901 verwiesen, und zwar auf Kap. VII, Die eisernen Brücken im allgemeinen, bearbeitet von Brik und Landsberg.

darum handelt, den Wasserlauf in einem Graben offen zu erhalten, über den eine von der Seite kommende Auffahrtsrampe geführt werden muss. Zuweilen dienen Durchlässe auch zur Unterführung kleiner Wege oder gleichzeitig hierfür und zur Ableitung des Wassers. Hier und da werden Durchlässe als kleine Brücken gekennzeichnet, und in der Tat gehen beide ineinander über und es lässt sich eine scharfe Grenze zwischen ihnen nicht wohl angeben, weil die hierauf bezüglichen Gepflogenheiten in den verschiedenen Ländern sehr weit voneinander abweichen; in der Statistik für die deutschen Reichseisenbahnen wird die Grenze bei einer Lichtweite von 2 m angenommen.

Anlage.

Für die Anlage solcher Durchlässe sind, wenn möglich, Bodenstellen zu wählen, an denen das Bauwerk kurz werden kann, nicht schief zu werden braucht und geeignete Bodenschichten zu seiner Gründung vorfindet. Zur Erfüllung dieser Forderung sieht man sich in manchen Fällen veranlasst, selbst eine teilweise Verlegung der Strassenlinie vorzunehmen. Um eine bedeutende Länge und grössere Abmessungen infolge hoher Überschüttung zu vermeiden, wird man zuweilen den Durchlass nicht an die tiefste Bodeneinsenkung verlegen, wie dies zunächst angezeigt erscheint, sondern sich veranlasst sehen, die Bodenvertiefung auf der Bergseite des Strassendammes auszufüllen und das hinter diesem ankommende Wasser in einem Graben am Rande der künstlichen Auffüllung hin und mittels eines Durchlasses an einer passenden, höher gelegenen Stelle quer durch den Strassendamm zu führen. Gegen schiefe Durchlässe, d. h. solche, deren Achse nicht senkrecht zur Strassenachse gerichtet ist, spricht im allgemeinen der Umstand, dass dieselben länger ausfallen als gerade Durchlässe und dass die Bildung ihrer Enden am Ein- und Auslaufe öfters merkliche Mehrkosten verlangt; kleine Verlegungen von Gräben und Wasserläufen können deshalb wohl empfehlenswert sein. Was endlich die Gründung der Durchlässe betrifft, so soll dieselbe möglichst wenig Schwierigkeiten bieten. Wünschenswert ist eine einfache natürliche Gründung, wobei die Durchlasssohle auf ihre ganze Länge in gewachsenen Boden zu liegen kommt.

Licht-öffnung.

Dient ein Durchlass zum Verkehre der Menschen quer durch Strassenkörper, so ist seine lichte Weite und Höhe durch das Verkehrsbedürfnis bestimmt; anders liegt die Sache bei Durchlässen, die zur Abführung von Wasser erbaut werden müssen. Hier handelt es sich vor allem um die Bestimmung der Menge des abzuführenden Wassers. Diese lässt sich auch noch ziemlich sicher feststellen, wenn ein ständiger Wasserlauf mit bekannten Nieder- und Hochwasserhöhen in Frage kommt, schwieriger aber gestaltet sie sich, wenn der Durchlass die Menge des an einer bestimmten Stelle der Bodenoberfläche sich sammelnden Niederschlagswassers aufzunehmen hat. Dann spielt einerseits das Niederschlagsgebiet, von dem das Regen- oder Schneewasser dem Durchlasse zuströmt, und zwar nach Grösse, Form, Neigung, geologischer Beschaffenheit nnd seinen Bebauungsverhältnissen eine Rolle, und anderseits die in einer bestimmten Zeit fallende Regenmenge, d. h. jener Teil derselben, der weder versickert noch verdunstet, sondern wirklich zum Abflusse gelangt.

Nachdem der Einfluss der meisten dieser Umstände in einem gegebenen Falle nicht sicher genug ermittelt werden kann, so bleibt die Bestimmung des von einem Durchlasse abzuführenden Wassers aus dem Niederschlagsgebiete und der Regenhöhe gewöhnlich eine unsichere Schätzung. Da dieselbe aber dennoch zuweilen vorgenommen werden muss, so sind eingehende Bemerkungen darüber bei Besprechung der Öffnungen von Brücken unter 3c daselbst eingeschaltet worden, auf die hier Bezug genommen wird.

Ist die vom Durchlasse abzuführende Wassermenge ($\mathfrak{M}$) erst bekannt, so ist die erforderliche Lichtöffnung leicht zu bestimmen. Als gegeben ist näm-

lich ausserdem noch zu betrachten die Form des Durchlassquerschnittes, die Neigung seiner Sohle und die Wassertiefe innerhalb des Bauwerks. Aus der Querschnittsfläche F, dem benetzten Umfange und dem Gefälle des Gerinnes, sowie mit Berüchsichtigung der Beschaffenheit der Gerinnwandungen, ergibt sich aus einer der Geschwindigkeitsformeln die Durchflussgeschwindigkeit v als Funktion der Querschnittsmasse und schliesslich aus der Gleichung

$$\mathfrak{M} = F \cdot v$$

die gewünschte Breite oder Weite des Durchlassquerschnitts. Was die Wassertiefe innerhalb des Durchlasses betrifft so nimmt man dieselbe bei rechteckigem Querschnitt mit der Breite b gerne zu $t = \frac{b}{2}$ und bei Röhrendurchlässen vom Durchmesser $2r$ etwa zu $t = r$ an.

Die Lichtöffnung für Durchlässe zur Abführung der Tagewässer wird übrigens in der Regel nicht durch die abzuführende Wassermenge bestimmt; hierzu genügen fast immer ziemlich geringe Weiten, die in anderer Beziehung als unzureichend bezeichnet werden müssen. Es ist nämlich zu verlangen, dass auch die Reinigung der Durchlässe ohne Schwierigkeit vorgenommen werden kann. Bei geringer Länge des Bauwerkes, wenn sich die Reinigung mittels Stangen von aussen bewerkstelligen lässt, genügt eine lichte Weite gleich der Grabensohlenbreite, wozu eine doppelt so grosse Lichthöhe im allgemeinen angenommen zu werden pflegt. Dementsprechend werden auch die Durchmesser der als Durchlässe zu verwendenden Röhren gewählt. Bei grösserer Länge empfiehlt es sich, die Abmessungen des Querschnittes gross genug anzunehmen, dass ein junger Mensch durchkriechen kann; hierzu wird bei Röhren ein lichter Durchmesser von 0,6 m, bei Durchlässen mit geradlinig begrenztem Querschnitte eine Breite von 0,6 m und eine Höhe von ungefähr 1,0 m ausreichend sein. Noch reichlicher sind endlich die Masse anzusetzen, wenn sich der Durchlass in einem hohen Damme befindet, wo das Aufgraben desselben misslich wäre und man wünschen muss, auch Ausbesserungsarbeiten im Innern des Bauwerkes vornehmen zu können. In allen Fällen aber wird es ratsam sein, bestehende Bauwerke in der Umgebung einer neu auszuführenden Strasse nicht ausser acht zu lassen, weil gerade diese oft gute Anhaltspunkte gewähren.

2. Bauweise der Durchlässe.

Als einfachste Art eines Durchlasses lässt sich die sogenannte Sickerdohle auffassen, die dort zur Ausführung gelangt, wo es sich um die Schaffung eines Weges für ganz geringe Wassermengen handelt. Die Herstellung solcher Dohlen kann auf sehr verschiedene Weise geschehen, in einfachster Form wohl als ein mit plattenartigen Steinen umlegtes Bündel Rundstangen, durch dessen Zwischenräume das Wasser absickert; eine Anordnung, wie man sie da und dort in Waldwegen antrifft. Eine Stufe höher steht die in Form einer Holzrinne ausgeführte Dohle, die bei Nebenwegen in feuchtem Boden als zulässig erklärt werden kann. Häufiger aber, und auch für Strassen höherer Ordnung geeignet, erscheinen steinerne Sickerdohlen, entweder als liegende Prismen aus lose geschichteten Bruchsteinen und Kies, oder aber röhrenartig aus 2 Reihen aufgestellter Bruchsteine und darüber gelegten plattenartigen Stücken gebildet.

Röhren-Durchlässe.

Sehr zweckmässig lassen sich zur Abführung kleiner Wassermengen wirkliche Röhren aus Eisen, Steingut oder Zement verwenden. Besonders widerstandsfähig sind Gusseisenröhren, die in der Regel durch Muffen mit Bleidichtung zu einem Strange vereinigt werden. Sie kommen von etwa 300 mm Weite an zur Benützung; grössere Weiten wie 800—1000 mm werden sich

selten finden, weil ihr Preis sich dann gewöhnlich schon höher stellt als der eines gemauerten Durchlasses von gleicher Leistungsfähigkeit. Nachstehend folgt ein Auszug aus der vom Vereine deutscher Ingenieure, gemeinschaftlich mit dem Vereine der Gas- und Wasserfachmänner Deutschlands aufgestellten „Normaltafel“ für gusseiserne Muffenröhren.

Tabelle 49.

Lichter Durchm.	Normalwandstärke für 10 Atm. Betriebsdruck	Äusserer Muffen-Durchmesser	Innerer Muffen-Durchmesser	Tiefe der Muffe	Übliche Nutzlänge eines Rohrs	Gewicht von 1 m ausschliessl. Muffe	Gewicht der Muffe	Gewicht von 1 m Baulänge einschliessl. Muffe
mm	mm	mm	mm	mm	m	kg	kg	kg
250	12	353	291	103	4	71,61	19,61	76,51
275	12,5	381	317	103	4	81,35	22,51	87,48
300	13	409	343	105	4	92,68	25,78	99,13
325	13,5	437	369	105	4	104,08	28,83	111,29
350	14	465	395	107	4	116,07	32,23	124,13
375	14	491	421	107	4	124,04	34,27	132,61
400	14,5	520	448	110	4	136,89	39,15	146,68
425	14,5	545	473	110	4	145,15	41,26	155,46
450	15	573	499	112	4	158,87	44,90	170,10
475	15,5	601	525	112	4	173,17	48,97	185,41
500	16	630	552	115	4	188,04	54,48	201,66
550	16,5	683	603	117	4	212,90	62,34	228,49
600	17	737	655	120	4	238,90	71,15	256,69
650	18	793	707	122	4	273,86	83,10	294,64
700	19	850	760	125	4	311,15	98,04	335,66
750	20	906	812	127	4	350,76	111,29	378,58
800	21	964	866	130	4	392,69	129,27	425,01
900	22,5	1074	970	135	4	472,76	160,17	512,80
1000	24	1184	1074	140	4	559,76	195,99	608,76

Diese Zusammenstellung ergibt bei Werken, die guten Guss liefern, vollständig genügende Wandstärken. Dabei ist angenommen, dass die Röhren einem

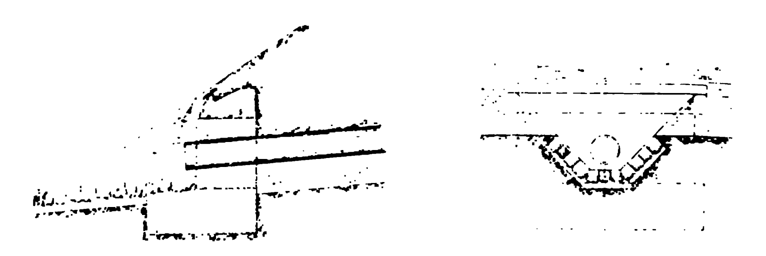


Abb. 124.

Betriebsdruck von 10 Atm. ausgesetzt und einem Probedruck von 20 Atm. unterworfen worden sind.

Der aus solchen Gusstücken gebildete Rohrstrang kann unmittelbar auf festen, zuverlässigen Boden verlegt werden, und es genügt in diesem Falle auch,

zum Schutze gegen Unterspülung am Ein- und Auslauf eine Pflasterung anzuordnen. Bei weichem oder nicht zuverlässigem Untergrunde aber müssen die Röhren eine Unterlagsschichte aus Sand, Kies oder Beton erhalten, deren Stärke je nach den besonderen Umständen zu bemessen ist; in manchen Fällen wird dieselbe in grösserer Stärke bis auf feste Bodenschichten oder bis unter die Frostlinie hinabgeführt werden müssen. Ist der Untergrund stark durchweicht, so kann es empfehlenswert sein, eine Holzrost-Einlage zu verwenden.

In Abb. 124 ist ein Röhrendurchlass der besprochenen Art dargestellt.

Auch Steingutröhren lassen sich zur Herstellung von Durchlässen verwenden, doch sind dieselben leicht zerbrechlich und müssen deshalb besonders sorgfältig aufgelagert werden. Auch muss zwischen ihnen und der Sohle des Fahrbahnkörpers noch eine Aufschüttung von mindestens 0,25 m vorhanden sein, damit sich der Druck schwerbelasteter Räder auf eine hinreichend grosse Fläche verteilen kann. Zur Dichtung der Rohrstösse empfiehlt es sich, eine knetbare Masse zu benützen, weil auch hierdurch das Brechen der Röhren bei kleinen Senkungen der Unterlage leichter vermieden wird. Die Bettungsschichte besteht aus Sand, Kies, Kleingeschläg, Mauerwerk oder Beton. Die Länge der einzelnen Rohrstücke beträgt ungefähr 1,0 m, die üblichen Weiten bewegen sich zwischen 250 und 500 mm, ihre Wandstärken zwischen 25 und 40 mm. Ihr Preis ist höher als der ihnen entsprechender Zementrohre.



Abb. 125a.



Abb. 125b.

Statt Röhren aus Steingut kommen neuerdings, namentlich bei grösseren Lichtweiten, gerne Zementröhren zur Bildung von Durchlässen in Verwendung, die für gewöhnlich als Handelsware bezogen werden, bei grösserem Bedarfe aber auch schon an Ort und Stelle hergestellt wurden. Im ganzen gilt das für Steingutröhren Gesagte auch hier. Was ihren Querschnitt betrifft, so wird derselbe bei kleinen Weiten kreisrund, alsdann aber eiförmig angenommen. Der Querschnitt einer Röhre mit kreisrunder Lichtöffnung ist aus Abb. 125b zu ersehen, und die Art der Verbindung der einzelnen Rohrstücke aus Abb. 125a. Die Dichtung der Fugen geschieht am besten mit nachgiebiger Masse. Kreisrunde Röhren kommen etwa bis zu 600 mm Lichtweite für Strassendurchlässe zur Verwendung; bei grösserer Weite greift man lieber zu den eiförmigen Röhren nach Abb. 126, die bei kleinerem Querschnitte aus einem Stück, bei grösseren Abmessungen aus 1, 2 oder 4 Stücken bestehen. Am Ein- und Auslauf werden besondere, nach dem Böschungswinkel abgeschrägte Stücke verwendet, gegen die sich die Erdmassen des Dammes passend anlegen können, Tabelle 42 enthält neben verschiedenen Angaben auch das Preisverzeichnis der Portland-Zement-Röhren von Dyckerhoff & Widmann, Zementwaren-Fabrik in St. Jobst, Station Nürnberg-Ostbahnhof, vom November 1904, aus dem die Abmessungen, Gewichte, Preise usw. für verschiedene Weiten entnommen werden können. Bezüglich dieser Zementröhren ist jedoch daran zu erinnern, dass sie hauptsächlich für Kanalisierungen und Wasserleitungen bestimmt sind, wo sie in der Regel in natürlich gelagertem (gewachsenem) Boden verlegt werden. Bei ihrer Verwendung zur Bildung von Strassendurchlässen grösseren Quersschnitts, die starke Belastungen auszuhalten

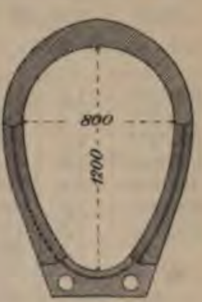


Abb. 126.

haben, genügt es daher nicht, sie nur auf eine unnachgiebige Bettungsschicht zu lagern, sondern sie müssen ebenfalls in gewachsenen Boden eingelegt und die Zwischenräume zwischen diesem und den Rohrwänden sorgfältig eingeschlemmt, angestampft oder ausbetoniert werden.

Ist es nicht zu vermeiden, dass der Durchlass in die Auffüllung zu liegen kommt und will man doch Zement zu seiner Herstellung verwenden, so muss man denselben in Stampfbeton mit grösseren Wandstärken an Ort und Stelle ausführen.

Tabelle 50.

Zementrohre.

Lichtw.	Länge	Wandstärke am Kämpfer	Sohle	Scheitel	Sohlbreite	Querschnitt des Lichtraums	Querschnitt der Wandung	Verdrängte Erdmasse	Gewicht	Preis [1])	Zuschläge für Kopfstücke
mm	m	mm	mm	mm	mm	qm	qm	cbm/m	kg/m	Mk/m	
Kreisrunde Rohre.											
[illegible]	[illegible]	22	22	22	70	0,00442	0,0071[illegible]	0,0[illegible]152	17	0,70	
100	1,0	23	23	23	9[illegible]	0,00785	0,00957	0,[illegible]1742	23	[illegible],80	
120	1,0	24	24	24	1[illegible]5	0,01131	[illegible],01174	[illegible],02[illegible]	27	0,95	
150	1,0	25	2[illegible]	25	126	0,01767	0,015[illegible]9	0,[illegible]3276	37	1,20	
175	1,[illegible]	29	29	29	145	[illegible],0240[illegible]	0,[illegible]38	[illegible],044[illegible]	47	1,45	
20[illegible]	[illegible]	[illegible]2	32	32	16[illegible]	0,03142	0,[illegible]264	[illegible]	60	1,75	0,6[illegible]
2[illegible]	[illegible]	[illegible]5	35	[illegible]	[illegible]	[illegible],049[illegible]5	[illegible],03573	[illegible]	[illegible]	2,5[illegible]	[illegible]
[illegible]	1,0	43	43	43	[illegible]	[illegible]	[illegible],05135	[illegible],1220[illegible]	1[illegible]	3,10	[illegible]
3[illegible]	1,[illegible]	45	45	4[illegible]	25[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,80	[illegible],9[illegible]
400	[illegible]	[illegible]	52	[illegible]2	3[illegible]	[illegible]	[illegible]244	[illegible]	[illegible]	4,5[illegible]	1,0[illegible]
450	[illegible]	5[illegible]	56	56	35[illegible]	[illegible]	[illegible]945	[illegible]	24[illegible]	5,40	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	5[illegible]	59	4[illegible]	[illegible]	[illegible]723	[illegible]	285	6,[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	—
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]											

[illegible]

kreisförmigem und länglichrundem Querschnitte und in Wandstärken von mindestens 1/2 Stein, auch Röhren mit kreisrunder Lichtöffnung aus Bruchsteinen sind zweckmässig [1]).

Gedeckte Durchlässe.

Gedeckte Durchlässe (Plattendurchlässe, Deckeldohlen). Gewöhnlich setzt sich ein solcher Durchlass aus der Grundschichte (Fundament), den beiden Widerlagermauern samt ihren Flügeln und der Deckplattenlage zusammen. Es empfiehlt sich nämlich in vielen Fällen, beiden Widerlagern eine gemeinschaftliche, der ganzen Durchlassbreite nach durchgreifende Grundschichte zu geben, deren obere Fläche die Durchflusssohle bildet und deshalb zwischen den Widerlagern etwas muldenartig mit plattenförmigen Steinen in Wassermörtel hergestellt wird. Man kommt zu einer solchen Anordnung, wie leicht begreiflich, bei kleinen Spannweiten einfach deshalb, weil hier der Raum zwischen zwei gesonderten Grundschichten sehr eng ausfallen würde; sie wird sich aber auch in dem Falle empfehlen, dass die Durchlasssohle eine bedeutende Neigung erhalten soll und infolgedessen ein starker Angriff des durchströmenden Wassers erwartet werden muss. Erhält jedes Widerlager seine eigene Grundschichte, so führt man zuweilen der Sicherheit halber am Ein- und Auslauf, manchmal auch noch zwischen diesen Stellen Querverbindungen aus, die zugleich als Stützstellen für das die Sohle etwa bildende Pflaster dienen. Letzteres, von 0,15 bis 0,30 m Stärke, wird manchmal auch in Zementmörtel gesetzt.

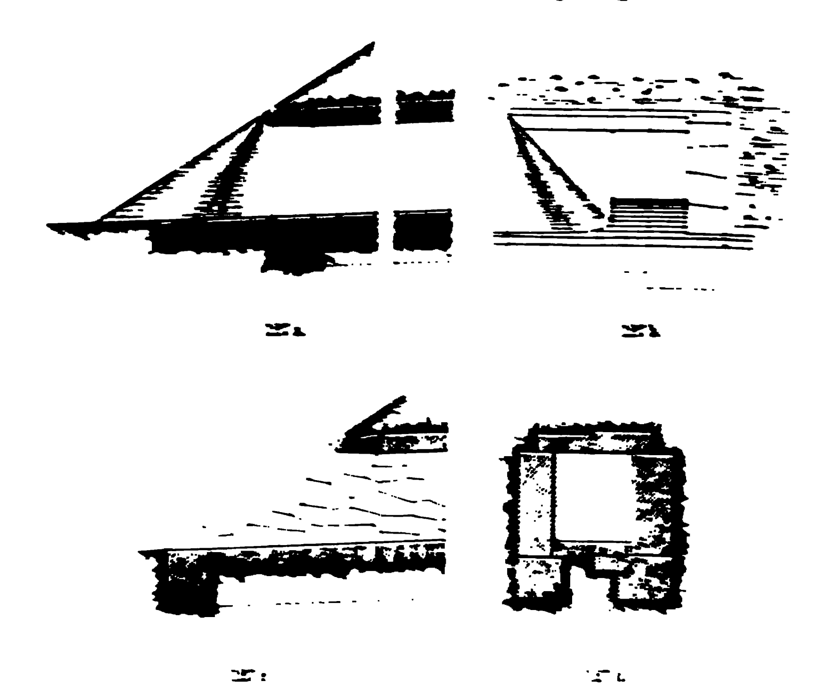
Die Unterfläche der Grnndschichte kann gleichlaufend mit der Durchlasssohle angenommen werden, so dass diese Schichte durchaus gleiche Höhe erhält; bei starken Sohlneigungen ist es aber öfters notwendig, zur Gewinnung von Stützpunkten und zur Verhütung des Abrutschens da und dort stufenförmige Mauerabsätze anzulegen. Sind hiernach je nach den örtlichen Verhältnissen sehr starke Gefälle der Durchlasssohle zulässig, so soll dieselbe anderseits keine zu schwache Neigung (vielleicht nicht unter 2 %) erhalten, auch ist darauf zu sehen, dass nicht infolge zu starken Wechsels im Gefälle des anschliessenden Grabens und des Durchlasses Ablagerungen im letzteren entstehen, was bei engen, schwer zu reinigenden Darchlässen misslich sein kann. Bezüglich der Stärke der Grundschichte ist zu bemerken, dass sich dieselbe nach der Beschaffenheit des Untergrundes richtet. Auf gesunden Felsen kann das Mauerwerk nach passender Ebenung desselben unmittelbar aufgesetzt werden. Bei verwitterungsfähigen Felsen ist die Gründungssohle so tief zu legen, dass alle schädlichen Einflüsse abgeschnitten erscheinen. Bei nicht felsigen, aber sonst guten Bodenschichten wird man in der Regel an beiden Enden des Durchlasses auf etwa 1,0 m Länge bis auf Frostlinie gehen (Abb. 127a), im Innern aber geringere Gründungstiefen anwenden können. In manchen Fällen wird es allerdings auch erforderlich werden, die Last des Bauwerkes mittels stärkerer Grundschichten aus Mauerwerk oder Grobmörtel, oder gar mit Pfahlrost auf tiefer liegende feste und zuverlässige Bodenschichten überzuführen.

Die Widerlagermauern mit lotrechten Innen- und lotrechten odor schiefen Aussenflächen erhalten bei Lichtweiten bis zu 0,50 m eine Stärke von 0,50 bis 0,60 m. Es ist dies ein Mass, das bei Verwendung von Bruchsteinen schon zur Erzielung einer guten Mauerung erforderlich ist, das aber, auch hiervon abgesehen, kaum vermindert werden darf, wenn nicht eine Beschädigung der Mauern beim Aufbringen der schweren Deckplatten befürchtet

---

[1]) Näheres in Heusinger von Waldegg, Handbuch für Spezielle Eisenbahn-Technik, 1. Bd., X. Kap., bearbeitet von Osthoff, 4. Aufl., Leipzig 1877, S. 449 ff. Siehe auch: Kosten einiger kleiner Durchlässe der Peine-Ilseder Zweigbahn, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1868, S. 340 und Ruttmann, Über die Festigkeit der Zementrohre als Strassendurchlässe, Süddeutsche Bauzeitung 1897.

werden soll. Der Umstand, dass die Seitenmauern des Durchlasses auch einen seitlichen Erddruck auszuhalten haben, ist erst bei grösseren Lichtweiten und ihnen entsprechenden Höhen der Durchlassöffnung ausschlaggebend. Allerdings ist die rechnungsmässige Bestimmung der Dicken nur schwer durchführbar; es mag von den verschiedenen, aus der Erfahrung hierfür abgeleiteten Formeln die folgende angeführt werden: $d = 0{,}3 + 0{,}4\,h$ Meter, d = die gesuchte Mauerdicke, h die lichte Höhe des Durchlasses. Die Grundschichte lässt man manchmal zur Erzielung besserer Druckverteilung um 0,15—0,20 m über die Widerlager vorspringen. Die Mauerung der letzteren geschieht meist gleichlaufend mit der Sohlneigung, wobei ein gleicher Querschnitt auf die ganze Länge des Durchlasses erzielt wird; nur bei stärkeren Gefällen wird man die Mauerkörper am Auslaufe wagrecht schichten und zu einer Art Widerlager ausbilden. Auch ist in solchen Fällen einer Unterspülung des Bauwerks durch



Pflasterung, [illegible] Mauern und selbst [illegible] [illegible]

flügeln (Abb. 127 b rechts u. c), gegen die sich die abgegrenzten Massen anlegen, oder durch Stirnflügel mit kegelförmigem Böschungsanschluss (Abb. 127 a und b links). Erstere, die sich als Verlängerungen der Widerlager darstellen, zuweilen aber auch einen Winkel mit denselben bilden, werden mit einer Schichte hochgestellter Bruch- oder Backsteine oder mit Natursteinplatten, seltener durch Quaderstücke abgedeckt und zu unterst manchmal durch einen Flügelanlaufstein begrenzt. Stirnflügel kommen gerade bei Strassendurchlässen häufig vor, weil sie hier niedrig ausfallen und durch die mässig hohen Dämme keine allzugrossen Schübe erleiden, die auf eine Abtrennung der Flügel von der Durchlassröhre hinarbeiten.

Die Deckplatten aus geeigneten Steinen werden öfters nur an der Unter- und den Stossflächen eben und winkelrecht bearbeitet, im übrigen aber rauh belassen. Sie erhalten beiderseits ein Auflager von 20—25 cm und eine Länge von etwa 1,0 m. Ihre Stärke lässt sich unter bestimmten Annahmen sicher berechnen. Nach einer in Bayern bestehenden „Unterweisung zur Überdeckung von Durchlassöffnungen auf den Staatsstrassen mit Steinplatten“[1]) kann man folgendes annehmen:

Tabelle 51.

bei einer Stärke c der Deckplatte in cm	Es lassen sich überdecken mit										
	Nagelfluhe v. Höllriegelsgereuth bei München	Überkohlensandstein v. Jungenwald	Tuffstein v. Huglfing, Buntsandst v. Landstuhl, Überkohlensandstein v. Hochstatten	Molassesandstein von Steineberg bei Kempten	Lettenkohlensandstein von Weigoldshausen	Schaumkalk von Randersacker, Kelheimer Marmor	Buntsandstein v. Rodenbach u. Holzkirchen	Buntsandstein von Gössenheim, Clymenienkalk v. Hof	Buntsandstein von Adelsberg	Granit von Metten	Granitmarmor von Rohrdorf
	die Lichtweiten in cm (abgerundet)										
20	17	21	23	28	31	37	43	51	55	68	72
25	26	32	35	43	48	56	65	77	83	103	109
30	36	45	50	61	67	78	91	107	115	142	149
35	48	60	66	80	89	103	118	139	149	183	192
40	62	77	85	102	112	128	148	173	185	225	237
Zulässige Biegungsspannung in kg/qcm	3,75	4,75	5,25	6,50	7,25	8,50	10,0	12,0	13,0	16,5	17,5

Die Berechnungen sind mit Benützung der Versuchsergebnisse Bauschingers (Mitteil. aus dem mech.-techn. Laboratorium der k. techn. Hochsch. München, 1884, X. Heft) ausgeführt unter der Voraussetzung, dass

1. die Platten die schwersten noch vorkommenden Verkehrslasten ohne besondere Vorkehrungen mit genügender Sicherheit zu tragen imstande sind, und dass sie als stark genug gelten können, wenn über dieselben Wagen von 24 Tonnen Gewicht bei siebenfacher Bruchsicherheit verkehren;
2. dass eine Deckplatte von 1,0 m Breite einen Raddruck von 6 Tonnen auszuhalten habe.

Hiernach wurde für die verschiedenen, üblichen Plattendicken und für die einzelnen Lichtweiten die jeweiligen Biegungsspannungen der Platten aus der Gleichung

[1]) Durch Ministerialentschliessung vom 13. Juli 1884 bestimmt.

$$\delta = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{bc^2} \left[P + \frac{p+q}{2} . l \right] \quad . \quad . \quad . \quad (226$$

worin l die Lichtweite des Durchlasses, b die Breite der Deckplatte, c deren Stärke, p das Gewicht des 30 cm hohen Fahrbahnkörpers für das lfd. cm auf die Breite b, q das Plattengewicht für das lfd. cm, δ die zulässige Biegungsspannung für das Plattenmaterial bedeuten, für das spezif. Gewicht des Strassenkörpers und der Platten bezw. 2 und 2,5 ermittelt und die Ergebnisse in der Weise bildlich dargestellt, dass die Durchlass-Lichtweiten als Abszissen und die Biegungsspannungen als Ordinaten aufgetragen und deren Endpunkte durch stetige Linien verbunden wurden. Die Durchschnittspunkte dieser Linienzüge mit wagrechten Geraden, deren Ordinaten dem 7. Teile der den verschiedenen Gesteinen zukommenden Bruchspannungen entsprachen, gaben die zugehörigen grössten Lichtweiten der Platten an.

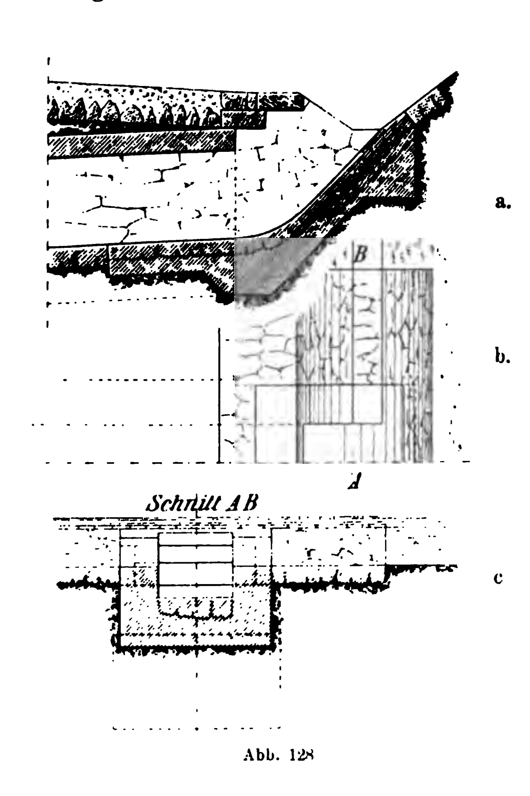


Abb. 128

Bei grösseren Lichtweiten vermindert man die freitragende Länge der Deckplatten manchmal durch Anordnung von sogenannten Kragsteinen, doch ist deren Wirksamkeit kaum so gross als man gewöhnlich annimmt; jedenfalls muss man auch in diesem Falle die Platten noch ein Stück über die inneren Widerlagerfluchten reichen lassen, um die Kragsteine ausreichend zu belasten. Nach der vorstehend erwähnten bayerischen „Unterweisung“ dürfen die in das Mauerwerk gut einzubindenden Kragsteine nicht über 25 cm weit ausladen. Ihre Dicke richtet sich nach der Durchlasslichtweite und schwankt zwischen 25 und 35 cm. Bei Anwendung beiderseitiger Kragsteine darf die mit Hilfe der Gleichung 226 ermittelte Lichtweite des Durchlasses im ganzen um 35 cm vergrössert werden, so dass beispielsweise eine 40 cm dicke Granitplatte von Metten eine Öffnung von 2,25 + 0,35 = 2,60 m überspannen kann.

Neuerdings werden öfters Eisenbetonplatten zur Abdeckung der Durchlässe verwendet, und zwar dann gewöhnlich auf Durchlasslänge in einem Stück. Für solche Konstruktionen hat soeben die Kgl. bayerische Oberste Baubehörde eine Anweisung „Die Verwendung von Eisenbetonplatten zur Überdeckung von Strassendurchlässen“ erlassen[1]):

In den „Allgemeinen Vorschriften“ wird verlangt, dass die Eisenstäbe von Schmutz und Fett, sowie losem Rost befreit sein müssen und Schweissstellen

[1]) Die Mitteilung dieser Anweisung verdankt der Verfasser der Freundlichkeit des Herrn Oberbaudirektor von Sörgel.

möglichst vermieden werden sollen. Die planmässige Lage dieser Stäbe ist genau einzuhalten, der Beton muss das Eisen vollkommen umschliessen und der Abstand der Oberfläche eines Eisenstabes von der Aussenfläche des Betons soll nicht weniger als 1 cm betragen. Der richtige Abstand des Stabnetzes von der Schalung ist durch Mörtelklötze zu erzielen.

Es wird bester Zement und reiner Sand, Kies oder Steinschlag in solcher Korngrösse verlangt, dass die Verarbeitung des Betons sicher erfolgen kann. Saure Schlacke darf als Zusatz nicht verwendet werden.

Der Beton soll in Würfeln von 30 cm Seitenlänge nach 28tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 180—200 kg/qcm besitzen. Der im Beton enthaltene Mörtel darf bei Verwendung eines gemischt-körnigen Sandes bis 5 mm Korngrösse nicht magerer als 1 : 3 sein; Zuschläge von Kies oder Steingeschläg dürfen bis zu gleichen Teilen wie Sand beigegeben werden. So kann z. B. für Eisenbetonkörper von grösseren Abmessungen, mit Eiseneinlagen in Abständen von rund 40 mm der Beton bestehen aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand bis 5 mm und 3 Teilen Kies oder Steingeschläg von 5 bis 25 mm Korngrösse. (In der Zugzone besser nur 5 bis 18 mm.)

Die Schalungen sind genügend stark auszuführen, so dass auch das Einstampfen des Betons in dünnen Schichten ermöglicht ist; ihre Entfernung muss unter Belassung der etwa noch nötigen Stützung leicht und gefahrlos erfolgen können. Die Fristen von der Beendigung des Einstampfens bis zum Ausrüsten sind von der Witterung und dem Gewichte der Bauteile abhängig; die seitliche Schalung kann schon nach wenigen Tagen entfernt werden, die Stützung erst nach 4 bis 6 Wochen. Die Übergabe an den Verkehr darf erst nach Ablauf dieser Frist erfolgen.

Die Auflagerbreite der Platte soll beiderseits mindestens gleich ihrer Dicke in der Mitte genommen werden. Zwischen Platte und Auflagerfläche wird Asphaltfilz eingelegt.

Als durchschnittliches Eigengewicht des Eisenbetons ist 2400 kg/cbm, als Gewicht des Strassenkörpers 2000 kg/cbm angenommen, als Verkehrslast eine englische Dampfstrassenwalze, deren beide Triebwalzen ein Gewicht von je 6 t, bezw. 9 t mit Rücksicht auf die Stosswirkung haben.

Abb. 129a.

Abb. 129b.

Diese Walze belastet eine über die ganze Länge des Durchlasses reichende Platte besonders ungünstig, wenn sie möglichst weit ausserhalb der Strassenachse, also mit ihrer einen Triebachse dicht am Fusswegrande fährt. Für eine in der Krone 6,5 m breite Strasse mit 4,7 m breiter Fahrbahn ist diese Stellung aus Abb. 129a u. b zu ersehen und es berechnet sich die auf die Einheit der Plattenbreite treffende Randpressung zu

$$R_1 = \frac{18}{6,5}\left(1 + \frac{6 \,.\, 1,25}{6,5}\right) = 6 \text{ t/qm}.$$

Dementsprechend wird angenommen, das P = 6000 kg betragende Gewicht einer Triebwalze sei auf einen Streifen von 1,0 m Breite, senkrecht zur Strassenachse gemessen, als wirksam zu denken.

Die Berechnung der inneren Spannungen der Platte erfolgt dann unter Voraussetzung homogenen Materials mit verschiedenem Elastizitätsmodul für Druck und Zug, wobei letzterer 15 mal grösser ist als ersterer; auch wird ange-

nommen, dass die auftretende Zugspannung vollständig von den Eisenstäben aufgenommen wird, so dass die Zugfestigkeit des Betons ganz ausser Betracht bleibt.

Unter der Voraussetzung, dass der Beton eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/qcm erreicht und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800—4000 kg/qcm hat, sollen die Grenzspannungen nicht überschreiten

bei Beton auf Biegung in der Druckzone	40 kg/qcm,
„ „ „ Schub	4,5 „
für die Adhäsion des Betons am Eisen	7,5 „
bei Eisen auf Zug	1000 „

Der Gang der Berechnung stellt sich dann folgendermassen:



Abb. 130.

Für eine gegebene Lichtweite (l in Abb. 130) nimmt man die ganze Höhe h_1 der Platte in cm vorläufig nach der Gleichung

$$h_1 = 11 + 9{,}5\,l - 0{,}5\,l^2 \qquad (227$$

an, womit die Stützweite

$$\lambda = l + h_1$$

bestimmt ist.

Weiter ergibt sich die ruhende Belastung eines Balkens auf 2 Unterlagen für die Längeneinheit seiner Stützweite λ, wenn die Oberfläche der Platte und die der Strasse den Abstand h_2 cm haben, zu

$$p = 0{,}01\,(h_1 \,.\, 2{,}4 + h_2 \,.\, 2{,}0)\ \mathrm{t/m}.$$

Das Angriffsmoment dieser Last für die Trägermitte $\mathfrak{M}_p = \frac{p\,.\,\lambda^2}{8}$,

die Scherkraft dieser Last am Auflager $V_p = \frac{p\,\lambda}{2}$;

das grösste, von der Verkehrslast P in der Trägermitte erzeugte Angriffsmoment $\mathfrak{M}_k = \frac{P\,\lambda}{4}$,

und die grösste Scherkraft dieser Last am Auflager $V_k = P$.

Damit berechnet sich alsdann die Nutzhöhe h der Platte in cm zu

$$h \gtreqless 0{,}391 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}_p + \mathfrak{M}_k}{100}}\,[1], \qquad (228$$

der Gesamtquerschnitt der Eisenstäbe in qcm

$$F_e \gtreqless 0{,}001143\,\frac{\mathfrak{M}_p + \mathfrak{M}_k}{h}, \qquad (229$$

die Schubspannung des Betons in kg/qcm zu

$$\tau_0 = \frac{8\,(V_p + V_k)}{700\,h}, \qquad (230$$

der grösstzulässige Durchmesser der Eisenstäbe in cm

$$d \lesseqgtr \frac{30\,F_e}{100\,\tau_0} \qquad (231$$

wenn die Angriffsmomente in cm.kg, die Scherkräfte in kg und h in cm eingesetzt werden.

1) In der Regel ist $h_1 = h + 2$ cm.

Wird statt d nach Gleichung (231) d_1 angenommen, so ergibt sich endlich die Zahl der erforderlichen Stäbe

$$m \gtreqless \frac{4\,F_e}{d_1^2 \pi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (232$$

In solcher Weise ist die nachstehende Tabelle 52 berechnet. Die Bezeichnungen sind aus Abb. 130 zu ersehen.

Tabelle 52.

l m	λ m	L m	h cm	h_1 cm	d cm	m	F_e qcm
0,5	0,68	1,0	16	18	0,5	40	7,8
1,0	1,20	1,5	18	20	0,9	22	14
1,5	1,74	2,1	22	24	1,2	15	17
2,0	2,28	2,6	26	28	1,4	13	20
2,5	2,82	3,2	30	32	1,5	13	23
3,0	3,35	3,7	33	35	1,7	11	25
3,5	3,88	4,2	36	38	1,7	12	27
4,0	4,41	4,8	39	41	1,7	13	29

Der Raum über den Widerlagern zu beiden Seiten der Deckplatten wird zur Vermeidung von Wasseransammlung, oder auch in der Absicht, seitlichen Verschiebungen der Platten entgegenzuwirken, zuweilen schief ausgemauert. Wie früher erwähnt worden ist, werden die Widerlager bei geneigter Durchflusssohle gewöhnlich dieser gleichlaufend abgeglichen; dann kommen auch die Deckplatten geneigt zu liegen, was bei mässiger Neigung unbedenklich erscheint. Bei stärkeren Neigungen gewährt ihnen das am Auslauf mit wagrechten Fugen hergestellte Durchlassstück Stützpunkte. In selteneren Fällen hat man die oberen Flächen der Widerlager abgetreppt, so dass die Deckplatten wagrecht und in verschiedene Höhen zu liegen kamen. Wenn nötig, kann der Fahrbahnkörper unmittelbar auf oben bearbeitete Deckplatten aufgelagert werden, eine bessere Druckverteilung wird jedoch erzielt, wenn man dazwischen noch eine mässige Aufschüttung von einigen Dezimetern Höhe aufbringt. Die an den Böschungen zutage tretenden Platten, die Gesims- oder Stirndeckplatten, werden gewöhnlich etwas kürzer wie die gewöhnlichen Platten und stärker wie diese gewählt, auch erhalten sie einen sogenannten Erdhaken, gegen den sich die Deckschichte der Böschung stützen kann. Die Stirndeckplatten reichen quer über die Durchlassstirne und die daran anschliessenden Flügel weg und überragen die erstere um einen kleinen Betrag, so dass das abtropfende Wasser von diesen abgehalten wird.

Gewölbte Durchlässe.

Gewölbte Durchlässe. Wie aus Tabelle 51 ersichtlich ist, muss bei Lichtweiten von über 1,0 m die Stärke der Deckplatten, wenn diese nicht aus sehr widerstandsfähigen Steinen bestehen, ziemlich beträchtlich genommen werden. Trotzdem findet man zuweilen weit grössere Durchlassöffnungen mit Platten aus Natursteinen, namentlich aber mit solchen aus Betoneisen (Tabelle 52) überdeckt; abgesehen von dem letztgenannten Material wird man jedoch im allgemeinen das Mass von 1,0 m nicht viel überschreiten und in solchem Falle lieber an Stelle der Plattenlage ein Gewölbe setzen, vorausgesetzt freilich, dass die erforderliche Höhe vorhanden ist und passende Bruch- oder Backsteine zur Verfügung stehen. Zur Ausführung gewölbter statt gedeckter Durchlässe kann

man sich ausserdem auch bei geringeren Lichtweiten im Hinblick auf ein sehr starkes Sohlengefälle veranlasst sehen, in welchem Falle dann öfters auch ein Sohlengewölbe ausgeführt und damit der Durchlass röhrenförmig gestaltet wird. Das Gewölbe wird aus Bruchstein oder Ziegeln hergesellt und erhält die Form eines Halbkreises oder Kreissegmentbogens[1]) und gleiche Dicke vom Scheitel bis zum Kämpfer. Diese Dicke im allgemeinen anzugeben ist schwer durchführbar, da zu vielerlei Umstände dabei Einfluss nehmen; als kleinste Stärke in Bruchsteinmauerwerk hergestellter Gewölbe kann man wohl 0,30 m angeben. Die gewählte Stärke wird bei Strassendurchlässen gewöhnlich auf die ganze Länge des Bauwerks durchgeführt; bei hohen Dämmen sieht man sich veranlasst, das Gewölbe in seinem mittleren Teile stärker zu machen als nach aussen hin, entsprechend der dort vorhandenen grösseren Überschüttungshöhe. Auf den Gewölberücken, dessen Scheitel ungefähr 0,50 m unter der Strassenoberfläche gehalten werden soll, wird eine Entwässerungsschichte aus Zement oder Asphaltfilzplatten aufgebracht. Bezüglich der Hintermauerung gilt das bei den gewölbten Brücken Gesagte.

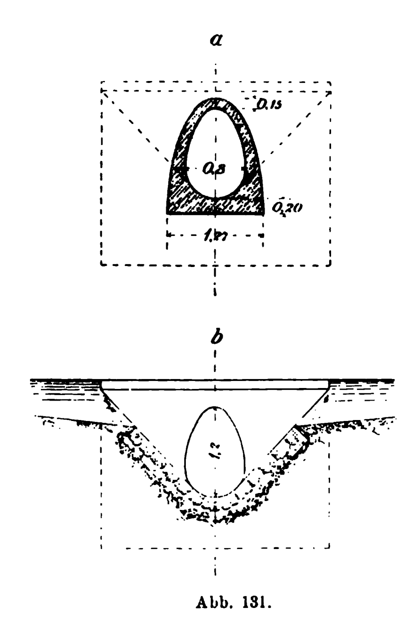


Abb. 131.

Die Widerlager werden beiderseits lotrecht, oder nach rückwärts (gegen die Hinterfüllung hin), schräg begrenzt. Die Unterfläche ihrer Grundschichte soll in ungebundenen Bodenarten mindestens 0,75 bis 1,00 m unter Bodenoberfläche liegen. Für die Bauweise der Sohle gilt in der Hauptsache das bei den gedeckten Durchlässen Gesagte. Statt dessen kommen unter Umständen, wie schon oben erwähnt, zuweilen Sohlengewölbe zur Ausführung, wenn ein heftiger Angriff des abfliessenden Wassers zu befürchten ist oder eine Verspannung der Widerlager erwünscht erscheint.

In neuerer Zeit werden Durchlässe öfters in Stampfbeton hergestellt, mit eiförmigem Querschnitt (Abb. 131), wobei es zweckmässig ist, den weiteren Teil desselben nach unten zu legen, da es bei Durchlässen nicht, wie bei Strassenkanälen, auf Spülung ankommt, sondern vielmehr auf die Erzielung grosser Widerstandsfähigkeit gegen lotrechte Belastungen. Bezüglich der auf bayerischen Bahnen wiederholt ausgeführten Durchlässe dieser Art äussert sich Ebermayer am unten angegebenen Orte folgendermassen:

„Eiförmige Durchlässe aus Stampfbeton sind da, wo reiner Sand und Kies billig zu beschaffen sind, sehr zu empfehlen, insbesondere auch wegen der Raschheit und verhältnismässigen Billigkeit ihrer Herstellung. Wird Zement bester Bindekraft hierzu verwendet und der sorgfältigsten Reinigung des Sandes und Kieses von allen lehmigen Teilen die vollste Auf-

[1]) Zuweilen werden auch parabelförmige Wölblinien verwendet, die geringere Gewölbestärken bedingen. Dieselben empfehlen sich jedoch hauptsächlich für Durchlässe in hohen Dämmen, wie sie bei Strassen seltener vorkommen. Näheres über parabelförmige Durchlassquerschnitte siehe in G. Bauer, Regeln für den Bau der Durchlässe, Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Vereins 1871, S. 35, 51 und 65; sodann von ebendemselben: Praktische Erläuterungen zu den „Regeln für den Bau der Durchlässe“. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 54.

merksamkeit zugewendet, sodann auch die seitliche Hinterfüllung des Durchlasses mit der nötigen Sorgfalt vorgenommen, so bietet diese Bauweise ein vorzügliches Mittel, in steinarmen Gegenden gute und billige Durchlässe herzustellen.

„Diese Betondurchlässe müssen in Schablonen gestampft werden, die, gewöhnlich aus Holz hergestellt, etwas umständlich auszuführen sind. Macht man von solchen Durchlässen ausgedehnteren Gebrauch, so lohnt es sich, die Stampfschablonen in Eisen herzustellen und dieselben von Durchlass zu Durchlass und von Bahnlinie zu Bahnlinie wieder zu verwenden. An steilem Gehänge unter höherem Damm kann zur Verkürzung des Durchlasses auf die Breite desselben der Damm fünfviertelmalig geböscht werden, auch wenn im übrigen dessen Böschung mit einer Neigung von 3 : 2 angelegt ist. Bei den bayerischen Staatsbahnen sind Durchlässe von 0,8 m Weite und 1,2 m Höhe mit Wandstärken von 0,15—0,20 m, und solche mit 1,0 m Weite und 1,5 m Höhe bei Wandstärken von 0,18—0,25 m mehrfach zur Ausführung gekommen.

„Die Kosten von 1 cbm Stampfbeton von der Mischung: 1 Raumteil Portlandzement, 2 Raumteile Sand und 3 Teile sortierten Kies von rieselartiger Beschaffenheit kommen unter einigermassen günstigen Verhältnissen nicht höher als auf 22—28 ℳ; der laufende Meter Durchlass vom Querschnitt 0,8/1,2 auf etwa 25—30 ℳ, 1,0/1,5 gross auf etwa 38—44 ℳ zu stehen, wobei für jede Stirne ein Zuschlag von 60—70 ℳ, bezw. 90—100 ℳ zu machen ist[1]).“

Stütz- und Futtermauern.

1. Ermittelung der Stärke einer Stütz- oder Futtermauer von gegebener Form.

Wenn eine Erdmasse aus irgendwelchen Gründen steiler abgeböscht werden soll, als es vermöge ihrer Reibung und Kohäsion geschehen könnte, so wird es notwendig, vor derselben eine stützende Wand auszuführen. Von den Trockenmauern war schon früher die Rede, hier sollen die gemörtelten und betonierten Mauern in Betracht kommen. Man pflegt dieselben öfters in Stütz- und Futter- oder Wandmauern einzuteilen, je nachdem sie zur Stützung künstlich aufgetragener oder natürlich gelagerter Erdmassen dienen.

Es handelt sich darum, die Stärke der Stütz- und Futtermauern so zu bemessen, dass sich dieselben in jeder Beziehung und unter allen Umständen standfest und den äusseren Angriffen gewachsen erweisen, eine nicht so ganz einfache Aufgabe, weil die Störung des Gleichgewichtes auf verschiedene Weise erfolgen kann und die in Wirklichkeit eintretenden ungünstigen Umstände nur schwer zu schätzen sind.

Wird zunächst die Form des Mauerquerschnittes als gegeben vorausgesetzt, so stellt sich, rein mathematisch betrachtet, die Sache einfach:

1. Verfahren.

Auf die Rückwand der Mauer wirkt nach Abb. 132 der Seitendruck P_0 der Erde und auf die untere Fugenfläche AE[2]), zugleich Oberfläche des Fundamentes, die von letzterem ausgeübte Widerstandskraft W, die, wie P_0, als Mittelkraft einer grossen Anzahl über die Fläche verteilter Einzeldrucke aufzu-

---

1) Ebermayer, Durchlässe. Ein sehr ausführlicher Artikel in der Enzyklopädie des gesamten Eisenbahnwesens v. Röll, 3. Bd., Wien 1891.

Von anderen Abhandlungen über Durchlässe seien noch erwähnt ausser den schon gelegentlich angegebenen:

Neumann und Wilke, Normale Durchlässe für Strassen und Eisenbahnen, Leipzig 1869; Schmitt, Der Erdkunstbau auf Strassen u. Eisenbahnen, 1. Teil: Futtermauern und Durchlässe, Leipzig 1871. Heusinger von Waldegg, Handbuch für Spezielle Eisenbahntechnik, I. Bd.: Der Eisenbahnbau, X. Kap. Übergangswerke, Abteilungszeichen etc., bearbeitet von Osthoff, 4. Aufl., Leipzig 1877. Heinzerling, Die Brücken der Gegenwart, 2. Abt. Steinerne Brücken, Heft 1 Durchlässe, Viadukte und kleine Brücken, Aachen 1875.

Instruktionen über die Bauausführung der Brennerbahn, 2. Aufl. Innsbruck 1864/65. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften 4. Aufl. II. Teil, 1. Bd., Kap. II Steinerne Brücken, bearbeitet von Foerster, Leipzig 1904, S. 198 ff.

2) Diese, wie alle Fugen der Mauer denkt man sich für die Rechnung wagrecht, gleichviel ob sie es in Wirklichkeit sind oder nicht.

fassen ist; ausserdem steht die Mauer noch unter der Wirkung ihres eigenen Gewichtes M.

Der Erddruck P_0 wird, wie früher auseinandergesetzt worden, gewöhnlich unter dem Winkel τ' (Ergänzung des Reibungswinkels von Erde auf Mauerwerk zu 90°) gegen die Rückwand AB wirkend gedacht, das Mauergewicht M ist im Schwerpunkte der Querschnittsfläche ABDE der Mauer anzunehmen, deren Länge (senkrecht zur Papierebene) der Einheit gleich sein soll, und die Widerstandskraft W, die an Stelle des Mauerfundamentes zu denken ist, erscheint als Mittelkraft aus P_0 und M, unter dem Winkel τ'' gegen die Fugenfläche AE wirkend.

Unter der Einwirkung dieser drei Kräfte muss sich der Mauerkörper widerstandsfähig erweisen, und zwar darf

1. kein Kanten desselben in seiner Gesamtheit oder in einzelnen Teilen,
2. kein Gleiten auf einer der Fugenflächen,
3. keine übermässige Anstrengung des Stein- oder Mörtelmaterials an irgend einer Stelle im Innern der Mauer, und endlich
4. keine Zugspannung an irgend einer Stelle eintreten, letzteres weil man auf die Wirkung des Mörtels in der ersten Zeit noch nicht rechnen kann.

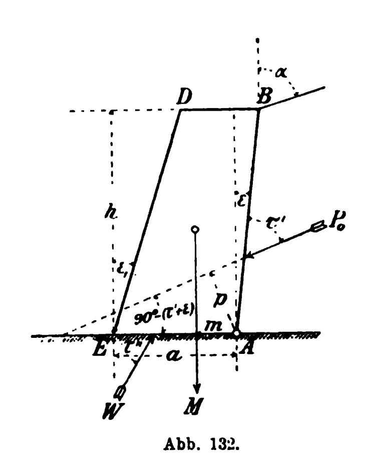


Abb. 132.

Im allgemeinen darf man annehmen, dass eine kunstgerecht ausgeführte Mauer allen diesen Anforderungen entspricht, wenn die erste und vierte Bedingung von ihr erfüllt wird. Deshalb pflegt man die untere Dicke a (Abb. 132) derselben zunächst unter der Voraussetzung zu bestimmen, dass

1. Gleichgewicht gegen Drehung um die Kante A vorhanden ist und
2. der Angriffspunkt der Kraft W an der vorderen Grenze des mittleren Drittteils von a (dem vorderen Kernrande) liegt.

Die Gleichgewichtsgleichungen für diesen Fall lauten mit Benützung der in Abb. 132 eingetragenen Bezeichnungen:

$$\left.\begin{array}{l} P_0 \cdot p + M \cdot m - W \sin \tau'' \cdot \frac{2}{3} a = 0 \\ P_0 \sin (\tau' + \varepsilon) - W \cos \tau'' = 0 \\ P_0 \cos (\tau' + \varepsilon) + M - W \sin \tau'' = 0 \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad (233$$

wobei das Mauergewicht M und sein Hebelarm m, letzterer in bezug auf den willkürlich gewählten Drehpunkt A der Momente, als Funktionen der Mauerdicke a, nämlich

$$M = \frac{1}{2} q h^2 \left[2 \left(\frac{a}{h} \right) + \operatorname{tg} \varepsilon - \operatorname{tg} \varepsilon_1 \right] \quad . \quad . \quad (234$$

und

$$m = \frac{h}{3} \cdot \frac{3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 3 \left(\frac{a}{h} \right) \operatorname{tg} \varepsilon_1 - \operatorname{tg}^2 \varepsilon + \operatorname{tg}^2 \varepsilon_1}{2 \left(\frac{a}{h} \right) + \operatorname{tg} \varepsilon - \operatorname{tg} \varepsilon_1} \quad . \quad (235$$

erscheinen, unter q das Einheitsgewicht der Mauer verstanden.

Sind die Grössen h, ε, ε_1, τ', P_0 und p gegeben, so können die übrigen, nämlich a, W und τ'' unzweideutig bestimmt werden.

Die Grössen h, ε und ε_1 sind, nachdem die Form der Mauer für den Strassenbauingenieur in den meisten Fällen als gegeben anzusehen ist, bekannt, ebenso τ', da die Natur der Erdmasse, um die es sich handelt, durch Beobachtung oder Versuch festgestellt werden kann. Auch der Hebelarm p liegt vor, da der Angriffspunkt des Seitendruckes, den kohäsionslose Erde ausübt, in $^1/_3$ der Höhe über dem Boden liegt und so selbst beibehalten werden dürfte, falls belastete Erdmassen in Frage kämen.

Nur bezüglich des Erddruckes P_0 sind hier noch einige Überlegungen zu machen.

Da die Mauer auch unter den ungünstigsten äusseren Umständen die ihr übertragene Aufgabe sicher erfüllen soll, so muss für P_0 der grösste je eintretende oder wenigstens zu erwartende Seitendruck der Erde angenommen werden. Nach Gleichung 156 und für Abb. 99 ist

$$P = \tfrac{1}{3}\,g \cdot \frac{h^2}{\cos^2 \varepsilon} \cdot \frac{1}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \cdot \left[\frac{\sin(\tau - \varepsilon)}{1 + \frac{\sin(\alpha - \tau)}{\sin(\tau' + \varepsilon)} \cdot \omega}\right]^2$$

wobei

$$\omega = \sqrt{\frac{\sin(\tau + \tau')\sin(\tau' + \varepsilon)}{\sin(\alpha - \tau)\sin(\alpha - \varepsilon)}}$$

In dieser Gleichung kommen die physikalischen Eigenschaften der Erde, nämlich Reibung (τ) und Gewicht (g) zur Geltung; von der Kohäsion (γ) ist schon bei Entwickelung derselben Abstand genommen worden, weil diese bei manchen Erdarten an sich klein ist, bei einzelnen auch ganz fehlt, jedenfalls aber durch mancherlei äussere Einflüsse in ihrem Betrage verändert wird; von der Erdkohäsion bei Bestimmung der Mauerdicke abzusehen, ist allgemeine Übung, selbst wenn man solche auf künstliche Weise, durch lagenweise Hinterfüllung der Mauer und durch Anstampfen der Massen hervorruft, oder wenn man dem etwa zur Hinterfüllung verwendeten Kies in derselben Absicht lehmige Erde beimengt.

Was die Reibung, bezw. den sie messenden Winkel τ betrifft, so unterliegt dessen Wert bekanntlich im allgemeinen keinen bedeutenden Schwankungen, nur bei den lehmigen Erden kann derselbe durch Wasserzudrang stark vermindert werden. Fehlerhaft wäre es, wenn in quelligem Boden nicht durch besondere Entwässerungsanlagen einer Erweichung der Erdmassen vorgebeugt oder gegen allzustarke Durchnässung infolge von Regengüssen Vorkehrung getroffen wäre, immerhin aber ist ein höherer Wassergehalt der Bodenschichten in der Regenzeit nicht zu vermeiden; man muss deshalb diesem Umstande Rechnung tragen, indem man den für gewöhnlich vorhandenen Winkelwert τ der Natur der in Frage kommenden Erde gemäss vergrössert. Gleiches gilt für das Eigengewicht (g) der Erde, das man jedenfalls grösser annehmen wird, als es dem Zustande der Trockenheit oder der natürlichen Feuchtigkeit entsprechen würde[1]). Wie viel Zuschlag zu geben ist, lässt sich im allgemeinen nicht bestimmen, sondern hängt in jedem Falle von einer besonderen, sorgsamen Erwägung ab.

Wie früher schon ausgesprochen wurde, kann eine sehr bedeutende Vermehrung des Gewichtes der Hinterfüllungsmasse infolge von Wasserzudrang eintreten, wenn letztere aus Kies, Geröll oder gar Bruchsteinen bestehen sollte, weil das eindringende Wasser die immer ziemlich grossen Hohlräume solcher Massen erfüllen würde. Rebhann sagt in seinem Werke[2]):

---

1) Siehe deshalb Seite 35.

2) Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern, Wien 1871, S. 128.

„Zum Beweise, wie unvorteilhaft Hinterfüllungen der bezeichneten Art sind und wie gefährlich solche für die Standfähigkeit von Stützwänden, welche dem Drucke derselben widerstehen sollen, werden können, wird hier auf den Einsturz der grossen, bis acht Klafter hohen Stützmauern hingewiesen, welcher bei dem im Jahre 1858 vollendeten Umbaue der Reichsstrasse hinter Portoré im kroatischen Küstenlande erfolgte.

Diese Strasse ist nämlich durchaus in felsigem Boden geführt, welcher die Fortsetzung des kahlen Karstgebirges im Triester Gebiete bildet. Die Strassenbahn ist zumeist in den Boden eingeschnitten und nur an einer Stelle, welche eine Mulde bildet, wurde sie aufgedämmt und beiderseits von Stützmauern begrenzt.

Zur Ausfüllung des Raumes zwischen den Stützmauern musste, da dort nirgends Erde vorhanden ist, das Material von den Felssprengungen aus den Einschnitten verwendet werden und zudem wurden die Stützmauern selbst nach landesüblicher Weise nicht in Mörtel gelegt, sondern nur trocken ausgeführt.

Diese Stützmauern waren nun allerdings eine Zeitlang imstande, sich zu halten und dem Drucke des Hinterfüllungsmaterials zu widerstehen; als jedoch ein heftiger Regen eintrat, füllten sich die Zwischenräume der Anschüttung mit Wasser aus, und der Druck an die Mauern war so bedeutend vermehrt, dass diese grösstenteils zusammenstürzten und stärker wieder erbaut werden mussten. In betreff dieser Wiedererbauung ist der Umstand eigentümlich, dass man zur Erzielung einer erhöhten Sicherheit die neuen Stützmauern mit eisernen Ankern verbunden hat."

Bei Mauern, die zur Stützung des Unterbaues von Strassen und Eisenbahnen dienen, darf nicht übersehen werden, dass dieselben noch eine besondere Anstrengung durch die Verkehrslasten erleiden. Letztere sind bei dem hier in Rede stehenden Strassen im engeren Sinne entweder schwere Fahrzeuge oder dicht zusammengedrängte Menschenmassen, von denen die letzteren als massgebend zu erachten sind. Nimmt man also, wie vielfach geschieht, ein solches Menschengedränge einer gleichmässig verteilten Belastung von

$$\pi = 400 \text{ kg/qm}$$

als gleichwertig an, so lässt sich dessen Einfluss auf die Mauer nach den Entwickelungen auf Seite 253 dadurch in Rechnung bringen, dass man an Stelle des Einheitsgewichtes der von der Mauer gestützten Erdmasse den grösseren Wert

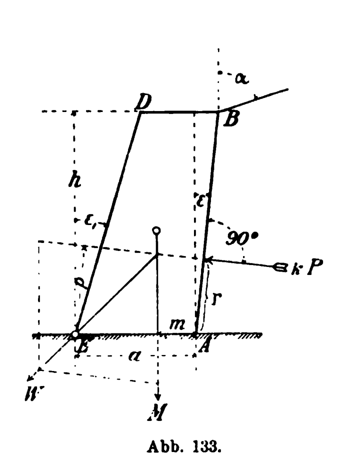


Abb. 133.

$$\mathfrak{g}' = \mathfrak{g}\left(1 + \frac{2\pi}{\mathfrak{g}\,h}\right)$$

annimmt, oder die Verkehrslast durch eine ebenso schwere Erdschichte ersetzt, um deren Höhe die ursprüngliche Höhe der Erdmasse vergrössert gedacht wird.

Mit den in solcher Weise festgestellten Werten des Reibungswinkels und des Gewichtes der körperlichen Einheit Erde ergibt sich aus der Formel für P der grösste zu erwartende Erddruck P_0, der, in die Grundgleichungen eingesetzt, neben W und τ'' namentlich die Dicke a der Mauer an ihrem Fusse liefert.

2. Verfahren. Die zur richtigen Bestimmung von τ und $\mathfrak{g}$ anzustellenden Überlegungen erfordern immerhin schon einige Erfahrung und das Vertrautsein mit mustergültigen Ausführungen, die sich im Laufe der Zeit als entsprechend bewährt haben. Um die Ergebnisse der Erfahrung leichter und bequemer für neue Entwürfe verwerten zu können, kann man ein anderes älteres Verfahren zur Bestimmung der Mauerdicke a einschlagen, indem man diese unter der Bedingung berechnet, dass der Angriffspunkt der Widerstandskraft W (Abb. 133) in die vordere Kante E zu liegen käme, falls der zu berechnende Erddruck P den $\varkappa$fachen Wert annehmen würde. Um die Berechnung einfach zu gestalten, sieht man von der Reibung der Erde auf Mauerwerk zunächst ab, nimmt also

P senkrecht gegen die Rückwand wirkend an und trägt der Reibung erst bei Bestimmung der Verhältniszahl $\varkappa$ Rechnung. Man hat hiernach mit Bezug auf Abb. 133 die Bedingungsgleichung

$$\varkappa P . p = M (a - m) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (236$$

oder, weil

$$p = r + a . \sin \varepsilon \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (237$$

und, wie früher

$$M = \tfrac{1}{2} q h^2 \left[2 \left(\frac{a}{h}\right) + \operatorname{tg} \varepsilon - \operatorname{tg} \varepsilon_1\right] \quad . \quad . \quad (238$$

sowie

$$a - m = \frac{h}{3} . \frac{3 \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 3 \left(\frac{a}{h}\right) \operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg}^2 \varepsilon - \operatorname{tg}^2 \varepsilon_1}{2 \left(\frac{a}{h}\right) + \operatorname{tg} \varepsilon - \operatorname{tg} \varepsilon_1} \quad . \quad (239$$

stattfindet, nach Einsetzung dieser Werte in die obige Grundgleichung und nach einigen Umformungen

$$\varkappa P \left[\frac{r}{h} + \left(\frac{a}{h}\right) \sin \varepsilon \right] = \tfrac{1}{6} q h^2 \left[3 \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 3 \left(\frac{a}{h}\right) \operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg}^2 \varepsilon - \operatorname{tg}^2 \varepsilon_1\right] \quad (240$$

Für P wären die früher entwickelten Ausdrücke zu benützen, beispielsweise für den Fall, dass die Erdmasse in der Höhe der Mauerkrone wagrecht abgeglichen wäre, da hierfür $\alpha = 90^0$, die Gleichung 157, nämlich

$$P = \tfrac{1}{2} g \frac{h^2}{\cos \varepsilon} . \frac{\sin^2 \frac{\tau - \varepsilon}{2}}{\cos^2 \frac{\tau + \varepsilon}{2}},$$

für r der dritte Teil der schiefen Wandhöhe AB und für g und τ die der betreffenden Erdart zugehörigen Werte. Die Verhältniszahl $\varkappa$ aber ist aus der Erfahrung in der Art abzuleiten, dass man für ausgeführte Bauwerke von anerkannter Güte die Gleichung 240 in Anwendung bringt und aus derselben $\varkappa$ berechnet, nachdem alle übrigen darin auftretenden Grössen bestimmt wurden.

Rebhann hat durch Untersuchung einer grösseren Anzahl von mustergültig ausgeführten Stützmauern zur Seite gewöhnlicher Strassen den Ausdruck

$$\varkappa = 1{,}44 + \frac{3{,}33}{h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (241$$

abgeleitet, worin h in österreichischen Fussen einzusetzen wäre. Auf Metermass bezogen lautet dieser Ausdruck

$$\varkappa = \tfrac{1}{9} \left(13 + \frac{10}{h}\right)^{1)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (241a$$

---

1) Der obige Ausdruck für $\varkappa$ ergibt sich aus folgender Erwägung: Durch die Verhältniszahl $\varkappa$ soll der Einfluss verschiedener (bekannter und unbekannter) Umstände zum Ausdruck gebracht werden, so beispielsweise auch der Umstand, dass der Verkehr auf der Strasse eine besondere Belastung π für die Flächeneinheit verursacht. Wie schon dargetan, wird dieser Tatsache dadurch Rechnung getragen, dass man an Stelle des Gewichtes g der Erde den grösseren Wert $g\left(1 + \frac{2\pi}{gh}\right)$ setzt, also statt P den vergrösserten Wert $P\left(1 + \frac{2\pi}{gh}\right)$ annimmt. Wäre kein anderer Umstand als eben dieser in Rücksicht zu ziehen, so würde $\varkappa = 1 + \frac{2\pi}{gh}$ anzunehmen sein. Rebhann denkt sich nun, dass auch alle anderen ungünstigen Umstände durch eine Vermehrung des ursprünglichen Einheitsgewichtes g der Erde in Rechnung gesetzt und daher die Verhältniszahl $\varkappa$ allgemein in der Form

Für Wand- oder Futtermauern schlägt Rebhann vor, unter der Voraussetzung, dass von der Kohäsion der Erde und von der Reibung an der Mauer abgesehen wird.

$$\varkappa = 1{,}25 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (242$$

anzunehmen.

3. Verfahren. Will man die Stärke der Stützmauer unter der Bedingung feststellen, dass die Druckspannung am Rande E (Abb. 132) einen gewissen zulässigen Wert σ nicht überschreitet, und bezeichnet man den alsdann gültigen Abstand des Angriffspunktes des Widerstandes W von E mit z, so erhält man an Stelle der Gleichungen 233 die folgenden:

$$\left.\begin{aligned} P_0 p + M m - W \sin \tau'' . (a - z) &= 0 \\ P_0 \sin(\tau' + \varepsilon) - W \cos \tau'' &= 0 \\ P_0 \cos(\tau' + \varepsilon) + M - W \sin \tau'' &= 0 \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (233a$$

und durch Verbindung der ersten und dritten dieser Gleichungen die Beziehung

$$P_0 p + M m = [P_0 \cos(\tau' + \varepsilon) + M](a - z) \quad . \quad . \quad (243$$

Zwischen den Grössen σ und z gilt nach Gleichung 246 die Beziehung

$$\sigma = \frac{2 W \sin \tau''}{a}\left(2 - \frac{3z}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (244$$

also

$$z = \tfrac{2}{3} a - \frac{\sigma a^2}{6 W \sin \tau''}$$

oder mit Rücksicht auf die Gleichungen 233a

$$z = \tfrac{2}{3} a - \frac{\sigma a^2}{6 [P_0 \cos(\tau' + \varepsilon) + M]} \quad . \quad . \quad (245$$

Setzt man den Wert von z in die Grundgleichung (243) ein, desgleichen die Ausdrücke (234) u. (235) für M und m, so ergibt sich eine quadratische Gleichung, aus der die jetzt erforderliche Stärke a der Mauer entnommen werden kann.

2. Untersuchung, ob die ermittelte Stärke in jeder Hinsicht entspricht.

Die nach einer der beiden ersten vorstehend beschriebenen Verfahrungsweisen gefundenen Mauerstärken würden ausreichen, den Umsturz des über der Fundamentoberfläche befindlichen, als ein einziges Stück gedachten Mauerkörpers zu verhüten und auch keine Zugspannungen an der Fundamentoberfläche aufkommen zu lassen, wie dies wenigstens bei dem ersten Verfahren scharf zum Ausdrucke gelangt. Da sich die Mauer aber öfters selbst wieder aus mehreren Schichten zusammensetzt, so ist es fraglich, ob nicht unter Umständen Kantungserscheinungen um eine **höher** gelegene Drehachse befürchtet werden

$$\varkappa = \mu + \frac{\nu}{h}$$

angenommen werden könne, worin μ und ν mit Rücksicht auf bestehende musterhafte Bauwerke zu wählen wären. Er glaubt erfahrungsgemäss für Mauerhöhen von h = 6′ und 60′ öster. $\varkappa$ bezw. 2,0 und 1,5 annehmen zu können, so dass zur Feststellung der Grössen μ und ν die Zusammenhänge

$$2{,}0 = \mu + \frac{\nu}{6}, \quad 1{,}5 = \mu + \frac{\nu}{60}$$

beständen, aus denen sich $\mu = \frac{13}{9}$ und $\nu = \frac{30}{9}$, und folglich

$$\varkappa = 1{,}44 + \frac{3{,}33}{h}$$

ergeben würde.

müssen. Bei näherem Eingehen auf die Sache findet man, dass dies bei sachgemässer Ausführung des Mauerwerks nicht der Fall ist; denn betrachtet man eine höher gelegene Fugenfläche, etwa in der Tiefe h' unter der Mauerkrone, so steht fest, dass ein nach den früheren Regeln für die Höhe h' bestimmter Mauerquerschnitt kleiner ausfallen wird als der über der betrachteten Fuge gelegene Teil der grossen Mauer von der Höhe h, und dass sohin letztere gegen Kantung überhaupt volle Sicherheit bietet, sobald dies nur für eine in der Fundamentoberfläche gelegene Drehachse zutrifft.

Eine andere Frage ist die, ob der gefundene Mauerquerschnitt mit der unteren Dicke A E = a auch der früher aufgestellten Bedingung genügt, dass in keiner Fugenfläche ein Gleiten der Mauerteile aufeinander stattfinde, auch für den Fall, dass man der Sicherheit halber von der Kohäsion des Mörtels ganz absieht und sich vorstellt, einer solchen Bewegung setze sich nur die Reibung von Stein auf Stein entgegen.

In der untersten Fugenfläche E A wird hierbei der Gleichgewichtszustand gesichert sein, wenn der Winkel τ'' grösser oder höchstens gleich ist der Ergänzung auf 90° des Reibungswinkels für Reibung der Mauersteine aneinander, welcher Ergänzungswinkel erfahrungsgemäss zwischen 50 und 90° liegt. In der Regel wird man finden, dass bei nicht allzu stark nach innen geneigten (liegenden) Mauern, auch bei wagrecht gerichteten Fugenflächen der Winkel τ'' die gewünschte Grösse aufweist, und dass ausserdem die Gefahr des Gleitens in den höher gelegenen Fugenflächen geringer wird, weil der dem τ'' entsprechende Winkel der Mittelkraft aus dem betreffenden Erddruck und Mauergewicht nach oben hin zunimmt. Die Sicherheit gegen Gleiten wird um so eher vorhanden sein, als die bei der Rechnung angenommene wagrechte Lage der Mauerfugen selten zur Ausführung gelangt, dieselben vielmehr aus verschiedenen Gründen senkrecht zur vorderen Mauerböschung gestellt zu werden pflegen.

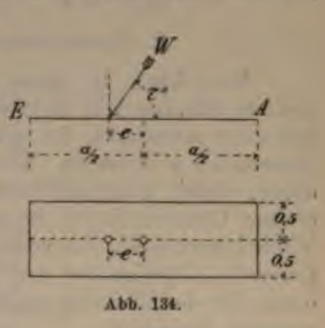


Abb. 134.

Was endlich die gleichfalls noch zu stellende Bedingung betrifft, dass die Spannungen in den verschiedenen Fugenflächen nirgends ein von der Art des verwendeten Stein- und Mörtelmaterials abhängiges, zulässiges Mass überschreiten sollen, so ist zunächst festzuhalten, dass in den gewöhnlich vorkommenden Fällen, gute, sachgemässe Ausführung vorausgesetzt, die stärksten Pressungen in der Umgebung der unteren Kante E erwartet werden müssen, und dass, wenn diese nicht übermässig sind, die in Frage stehende Bedingung überhaupt als erfüllt betrachtet werden darf.

Die Druckspannung an der Kante E selbst ist um so grösser, je näher der Angriffspunkt der Kraft W (Abb. 132) an dieser Kante liegt. Hat der Abstand des genannten Angriffspunktes vom Schwerpunkte der Fugenfläche nach Abb. 134 die Grösse e, so ist bekanntlich die Gesamtspannung

bei E $$\sigma = \frac{W \,.\, \sin\tau''}{a}\left(1 + \frac{6\,e}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (246$$

und bei A $$\sigma' = \frac{W \,.\, \sin\tau''}{a}\left(1 - \frac{6\,e}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (246\,a$$

Wäre $e = \frac{a}{6}$, d. h. läge der Angriffspunkt von W an der Grenze des mittleren Dritteils, so wäre $\sigma = 2 \,.\, \frac{W \,.\, \sin\tau''}{a}$ und $\sigma' = 0$. Bei dem oben be-

sprochenen ersten Verfahren zur Berechnung der unteren Mauerdicke a wurde die Voraussetzung $e = \frac{a}{6}$ von vorneherein gemacht; bei dem zweiten Verfahren ist dies nicht geschehen, hier wäre also der Durchschnitt der Mittelkraft aus P_0 und M mit der Fugenfläche erst noch festzustellen und zuzusehen, ob derselbe innerhalb des mittleren Dritteils zu liegen kommt.

Die Spannung bei E darf jedenfalls $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit des Mauerwerks nicht überschreiten.

Alle bis jetzt besprochenen Umstände und Verhältnisse lassen sich durch Zeichnung in einem einzigen Bilde zur Anschauung bringen, wenn man für den nach seiner Form gewählten und in seiner Stärke berechneten Mauerquerschnitt für eine Anzahl Fugenflächen desselben jedesmal die Mittelkraft aus dem zugehörigen Erddrucke und Mauergewichte in ihrer richtigen Lage zeichnet und auf solche Weise eine Anzahl Punkte der Stützlinie feststellt. Man kann dann sofort übersehen, ob die letztere im inneren Drittteil der Mauerdicken verläuft und ob die Richtung jeder Mittelkraft gegen ihre Fugenlinie steil genug ausfällt.

3. Zweckmässige Querschnittsform der Mauern.

Man kann in einem gegebenen Falle für einen bestimmten Erddruck mehrere Mauern von gleicher Widerstandsfähigkeit entwerfen, indem man verschiedene Annahmen für $\operatorname{tg} \varepsilon$ und $\operatorname{tg} \varepsilon_1$ macht und jedesmal die hierfür gültige Mauerdicke a feststellt. Die Annahmen von ε und ε_1 werden zwar innerhalb enger, durch verschiedenartige, die Ausführung betreffende Erwägungen bedingter Grenzen liegen, immerhin aber sind Anhaltspunkte für die Wahl dieser Winkel erwünscht, da von allen Mauern gleicher Widerstandsfähigkeit im allgemeinen diejenige vor den übrigen zur Ausführung empfohlen zu werden verdient, die den kleinsten Querschnitt aufweist und deshalb den geringsten Kostenaufwand verursacht.

Zur Gewinnung der erwünschten Anhaltspunkte genügt ein einfaches Probierverfahren, indem man für bestehende Werte von α, h, τ, g und q, und für wechselnde, praktisch zulässige Werte von $\operatorname{tg} \varepsilon_1$ und $\pm \operatorname{tg} \varepsilon$ jedesmal die zugehörige Mauerdicke a berechnet und die damit bestimmten Querschnittsflächen F in Vergleich setzt.

Bauernfeind[1]) gibt folgende hierher gehörige Tabellen an:

Tabelle 53.

Ganz durchnässte, breiartige Erde, $\gamma = 0$, $\alpha = \tau = \tau' = 90^0$, $g = 0{,}75$ q. Die Berechnung erfolgte nach dem zweiten Verfahren mit $\varkappa = 2{,}0$.

	$\operatorname{tg} \varepsilon_1$	$\operatorname{tg} \varepsilon$	$x = \frac{a}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$F : F_1$
1	0,2	— 0,2	0,535	0,335	1
2	0,2	— 0,1	0,525	0,375	1,119
3	0,1	— 0,2	0,526	0,376	1,122
4	0,2	0	0,513	0,413	1,233
5	0,1	— 0,1	0,515	0,415	1,239
6	0	— 0,2	0,522	0,421	1,257
7	0	0,1	0,487	0,437	1,304
8	0,2	+ 0,1	0,500	0,450	1,343
9	0,1	0	0,503	0,453	1,352
10	0,2	+ 0,2	0,486	0,486	1,450
11	0,1	+ 0,1	0,490	0,490	1,463
12	0	0	0,500	0,500	1,493

$$F = h^2 (x + {}^1/_2 \operatorname{tg}\varepsilon - {}^1/_2 \operatorname{tg}\varepsilon_1).$$

[1]) Bauernfeind, Grundriss der Vorlesungen über Erd- und Strassenbau, München 1875.

Tabelle 54.

Gewöhnliche Erde, $\gamma = 0$, $\alpha = \tau' = 90^0$, $\tau = 60^0$, $g = 0{,}75\ q$.

	$\operatorname{tg} \varepsilon_1$	$\operatorname{tg} \varepsilon$	$x = \frac{a}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$F : F_1$
1	0,2	+ 0,1	0,374	0,324	1
2	0,2	+ 0,2	0,328	0,328	1,011
3	0,2	0	0,447	0,347	1,071
4	0,1	+ 0,1	0,379	0,379	1,163
5	0,2	— 0,1	0,548	0,398	1,166
6	0,1	0	0,462	0,412	1,271
7	0,2	— 0,2	0,671	0,471	1,317
8	0,1	— 0,1	0,572	0,472	1,320
9	0	0	0,5	0,5	1,543
10	0,1	— 0,2	0,703	0,553	1,706
11	0	— 0,1	0,615	0,565	1,742
12	0	— 0,2	0,753	0,653	2,015

Tabelle 55.

Gewöhnliche Erde, $\gamma = 0$, $\alpha = 90^0$, $\tau' = \tau = 60^0$, $g = 0{,}75\ q$.

	$\operatorname{tg} \varepsilon_1$	$\operatorname{tg} \varepsilon$	$x = \frac{a}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$F : F_1$
1	0,2	+ 0,1	0,269	0,219	1
2	0,2	0	0,323	0,223	1,018
3	0,2	+ 0,2	0,238	0,238	1,086
4	0,2	— 0,1	0,405	0,255	1,164
5	0,1	+ 0,1	0,265	0,265	1,210
6	0,1	0	0,325	0,275	1,255
7	0,2	— 0,2	0,504	0,304	1,388
8	0,1	— 0,1	0,416	0,316	1,479
9	0	0	0,351	0,351	1,602
10	0,1	— 0,2	0,553	0,403	1,840
11	0	— 0,1	0,494	0,444	2,027
12	0	— 0,2	0,599	0,499	2,278

Aus diesen Zusammenstellungen ist ersichtlich, dass es mit Rücksicht auf den Materialaufwand für die Mauer zweckmässig ist, falls breiartige Massen zu stützen wären, die Vorder- und Hinterböschung der Mauer gegeneinander zu neigen. Abgesehen aber von solchen Erdmassen, empfiehlt es sich

1. die Vorderböschung (selbstverständlich) nach innen zu neigen, also $\operatorname{tg} \varepsilon_1 > 0$ zu nehmen,
2. die Hinterböschung ebenfalls nach innen zu neigen, oder höchstens lotrecht zu stellen, jedenfalls $\operatorname{tg} \varepsilon < \operatorname{tg} \varepsilon_1$ zu machen.

Eine lotrechte Innenfläche ($\operatorname{tg} \varepsilon = o$) erweist sich bei Futtermauern auch zweckmässig im Hinblick auf Raumersparnis oberhalb der Mauerkrone, welch' letztere übrigens mit Rücksicht auf die Ausführung nicht kleiner als etwa 0,5 m angenommen werden darf[1]).

[1]) Über künstlich gebildete, zweckmässige Mauerquerschnitte siehe z. B. Häseler, Konstruktion der Stütz- und Futtermauern, Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 1. Bd., V. Kap., 3. Aufl., S. 283; auch sei auf Kreuter, Beitrag zur Berechnung trapezförmiger Stützmauerquerschnitte, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1893, S. 245 hingewiesen.

4. Anwendbare Stärken von Stütz- und Futtermauern. Bemerkungen über die Ausführung.

In der folgenden Tabelle sind Rechnungsergebnisse aus den Angaben Rebhann's in seinem Werke über „Theorie des Erddrucks und der Futtermauern", Wien 1871, S. 456 ff. zusammengestellt. Dabei ist angenommen, die Rückwand der Mauern sei lotrecht, die vordere Seite aber unter verschiedenen Winkeln gegen das Lot geneigt und die Erde steige nach Abb. 99 von der oberen Kante B der Rückwand nach irgend einem Winkel an. Der Erddruck gegen die Wand ist in der Form

$$P = \frac{1}{2}\,\mathfrak{w}\,.\,\frac{h^2}{\cos\varepsilon} = \frac{1}{2}\,\mathfrak{w}\,.\,h^2$$

gedacht, wobei $\mathfrak{w}$ das Einheitsgewicht der eingebildeten tropfbaren Flüssigkeit vorstellt, die auf die Stützwand denselben Normaldruck wie die Erde ausüben würde.

Tabelle 56.

Werte von $x = \frac{a}{h}$, $\operatorname{tg}\varepsilon = 0$, Kohäsion $\gamma = 0$, $\tau' = 90^0$.

$\frac{\varkappa\,.\,\mathfrak{w}}{q} = \frac{2}{qh^2}\,.\,\varkappa P$	$\operatorname{tg}\varepsilon_1$ = 1/4	1/5	1/6	1/8	1/9	1/10	1/12	0
0,1	—	0,216	0,206	0,196	0,194	0,192	0,189	0,183
0,2	0,296	0,283	0,276	0,268	0,266	0,265	0,262	0,258
0,3	0,348	0,337	0,331	0,325	0,323	0,321	0,320	0,316
0,4	0,393	0,384	0,378	0,372	0,371	0,370	0,368	0,365
0,5	0,433	0,424	0,419	0,414	0,413	0,412	0,411	0,408
0,6	0,470	0,462	0,457	0,453	0,452	0,451	0,450	0,447
0,7	0,504	0,497	0,493	0,488	0,487	0,486	0,485	0,483
0,8	0,536	0,529	0,525	0,521	0,520	0,519	0,519	0,516
0,9	0,567	0,560	0,556	0,552	0,551	0,551	0,550	0,548
1,0	0,595	0,589	0,585	0,582	0,581	0,580	0,579	0,577

Für eine 10 m hohe Stützmauer z. B., für die $\operatorname{tg}\varepsilon_1 = 1/8$, $\alpha = 90^0$ und $q = 2400$ kg cbm ist, ergibt sich zunächst nach der Gleichung 241a die Verhältniszahl $\varkappa = 1/9\,(13 + \frac{10}{h}) = 1{,}55$, sodann aus der Gleichung 157 für $\varepsilon = 0$ $P = \frac{gh^2}{2}\,.\,\operatorname{tg}^2\frac{\tau}{2}$ und, wenn $g = 1600$ kg cbm und $\tau = 60^0$ angenommen wird, $\frac{2P}{h^2} = g\,.\,\operatorname{tg}^2\frac{\tau}{2} = 533$ und $\frac{2}{qh^2}\,.\,\varkappa P = 0{,}34$. Hierfür liefert die vorstehende Tabelle $x = \frac{a}{h} = 0{,}350$, also $a = 3{,}50$ m.

Endlich seien hier noch zwei Tabellen aufgenommen, die nach den von Kaven[1]) angegebenen, allerdings der Erfahrung mit Eisenbahnen angepassten Gleichungen berechnet sind. Die für Stützmauern gültige Gleichung

$$a_1 = 0{,}438 + 0{,}30\,h - 0{,}1\,h\left(1 - \frac{h_1}{3\,h}\right)^2 \quad . \quad . \quad (247$$

liefert die Stärke der Mauer an ihrem oberen Ende, wenn nach Abb. 135 für h die sichtbare, lotrecht gemessene Mauerhöhe und für h_1 die Höhe der Überschüttung eingesetzt wird. Sie gilt für Auffüllungsmassen, welche 1½ oder

[1]) Kaven, Vorträge über Eisenbahnbau am Polytechnikum zu Aachen. II. Stützmauern und Steinbekleidungen, Aachen 1875.

1¼ malige Böschungen verlangen, doch auch, falls Steinpackungen unter 45° über der Mauer hergestellt werden. Für $h_1 = 3\,h$ liefert sie einen Grenzwert für a_1, der auch für alle grösseren Werte von h seine Gültigkeit behält, nämlich

$$a_1 = 0{,}438 + 0{,}3\,h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (247a$$

Würde hinter der Mauer auf ihre ganze Höhe eine Steinpackung zur Ausführung gebracht, oben so stark wie die Mauer und nach rückwärts mit einmaliger Böschung abfallend, so dürfte wegen der dadurch erzielten Verringerung des Erddruckes die aus der Formel entnommene Mauerdicke um $\frac{h}{12}$ bis $\frac{h}{18}$ verkleinert werden, je nach den örtlichen Verhältnissen und der Lagerhaftigkeit der zur Packung verwendeten Steine. Für nicht überschüttete Mauern, also für $h_1 = 0$ geht die ursprüngliche Gleichung in

$$a_1 = 0{,}438 + 0{,}2\,h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (247b$$

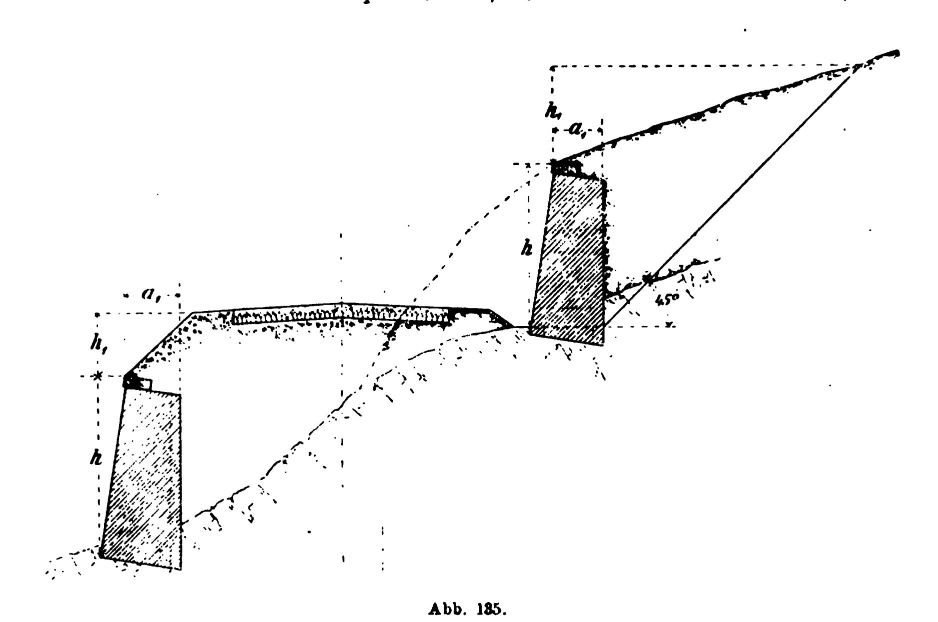


Abb. 135.

über; in diesem Falle dürfte die berechnete Stärke um $\frac{h}{20}$ vermindert werden, wenn der Erddruck gegen die Mauer durch Ausführung von Steinpackungen hinter derselben vermindert wäre.

In gleicher Weise wird für Futtermauern die obere Dicke a_1 aus der Gleichung

$$a_1 = 0{,}292 + 0{,}27\,h - 0{,}1\,h\left(1 - \frac{h_1}{3\,h}\right)^2 \quad . \quad . \quad (248$$

entnommen. Auch diese gilt für Böschungsverhältnisse zwischen 1 : 1 und 1 : 1,5, obgleich in dem Falle, dass nach der Beschaffenheit des Einschnittsmaterials eine steilere Böschung als 1 : 1,5 zulässig ist, die Mauer der Theorie nach schwächer sein könnte, weil auf die Veränderlichkeit der Kohäsion doch nicht gerechnet werden soll.

Für $h_1 = 3\,h$ ergibt sich wieder, wie früher, ein Grenzwert

$$a_1 = 0{,}292 + 0{,}27\,h \quad . \quad . \quad - \quad . \quad (248a$$

und für $h_1 = 0$

$$a_1 = 0{,}292 + 0{,}17\,h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (248b$$

Tabelle 57.

Kronenbreite (a_1) von Stützmauern, Vorderböschung tg $\varepsilon_1 = 1/_6$, Rückwand lotrecht.

Mauerhöhe h m	Überdeckungshöhe h_1 in Meter						
	0	3	6	9	12	15	20
1	0,64	0,74	—	—	—	—	—
2	0,84	0,99	1,04	—	—	—	—
3	1,04	1,21	1,31	1,34	—	—	—
4	1,24	1,41	1,54	1,61	1,64	—	—
5	1,44	1,62	1,76	1,86	1,92	1,94	—
6	1,64	1,82	1,97	2,09	2,17	2,22	—
7	1,84	2,02	2,18	2,31	2,41	2,48	2,54
8	2,04	2,23	2,39	2,53	2,64	2,73	2,82
9	2,24	2,43	2,59	2,74	2,86	2,96	3,08
10	2,44	2,63	2,80	2,95	3,08	3,19	3,33

Tabelle 58.

Kronenbreite (a_1) von Futtermauern, Vorderböschung tg $\varepsilon_1 = 1/_6$, Rückwand lotrecht.

Mauerhöhe h m	Überdeckungshöhe h_1 in Meter						
	0	3	6	9	12	15	20
1	0,46	0,56	—	—	—	—	—
2	0,63	0,78	0,83	—	—	—	—
3	0,80	0,97	1,07	1,10	—	—	—
4	0,97	1,15	1,27	1,35	1,37	—	—
5	1,14	1,32	1,46	1,56	1,62	1,64	—
6	1,31	1,50	1,65	1,76	1,85	1,90	—
7	1,48	1,67	1,83	1,95	2,05	2,13	2,18
8	1,65	1,84	2,00	2,14	2,25	2,34	2,43
9	1,82	2,01	2,18	2,32	2,44	2,54	2,66
10	1,99	2,18	2,35	2,50	2,63	2,74	2,88

Angaben über ausführbare Stärken für Stütz- und Futtermauern finden sich unter anderem auch in den „Instruktionen über die Bauausführung der Brennerbahn", 2. Auflage, Innsbruck 1864/65; sodann in den „Rapports du Conseil fédéral suisse aux Gouvernements des états qui ont participé à la subvention de la ligne du St. Gothard". VII. Vol., Zürich 1880. Eine Zusammenstellung ausgeführter Mauern gibt auch Häseler im Handbuch d. Ingenieur-Wissenschaften 1. Bd., Kap. V, 3. Auflage, S. 313 ff.

Noch ist bezüglich der Mauerstärke an der Krone zu bemerken, dass als Kleinstmass derselben bei Verwendung von Bruchsteinen, je nach deren Lagerhaftigkeit, 0,40—0,60 m und bei Ausführung in Ziegeln etwa zwei Steine des Normalformates zu betrachten ist, so dass kleinere rechnungsmässige Werte keine Berücksichtigung finden würden. Trockenmauern sind, je nach der Güte des Steinmaterials, aus dem sie bestehen, um 25—50% stärker als gemörtelte Mauern zu machen.

Wie jedes Bauwerk, so muss auch eine Stütz- oder Futtermauer vollkommen sicher gegründet sein. Auf gesunden, zutage tretenden Fels kann man sie unmittelbar aufsetzen, nachdem die oberen, verwitterten Teile weggenommen worden, in ungebundenen Massen aber muss die Bauwerkssohle auf unnachgiebigen Grund und schon der Frostwirkung wegen etwa 0,75—1,00 m unter Bodenoberfläche gelegt werden. Indem man die unteren Mauerteile in solcher Weise versenkt, gewinnt man zugleich eine besondere Widerstandskraft, den sogenannten passiven Erddruck, der sich der Verschiebung des Mauerfundaments auf seiner Sohlfläche entgegensetzen würde. Derselbe braucht jedoch gewöhnlich nicht in Betracht gezogen zu werden, weil nur unter besonders ungünstigen Umständen die in der Sohlfläche hervortretende gleitende Reibung zur Erhaltung des Gleichgewichts-Zustandes ungenügend sein würde. Man wird deshalb auch nur ausnahmsweise in die Lage kommen, die Gründungstiefe mit Rücksicht auf die Grösse des passiven Erddruckes bestimmen zu müssen.

Die Fugen des Mauerwerks werden in der Regel senkrecht zur Vorderfläche der Mauer gestellt und nur bei dicken Mauern in die Wagrechte verzogen. Da man die Vorderfläche schon des Aussehens wegen etwas neigt, damit die Mauer nicht überhängend erscheine und eine Neigung auch zur Ersparung an Material ausführt, so erhalten die Mauern meist einwärts fallende Fugenflächen, wodurch eine vermehrte Sicherheit gegen Gleitungen sich ergibt. Damit jedoch kein Niederschlagswasser ins Innere des Mauerkörpers eindringe, sind die Fugen insbesondere an der Vorderfläche gut mit Portlandzement zu verbinden. Sehr wichtig ist es, für Ableitung des hinter der Mauer sich sammelnden Wassers Sorge zu tragen. Man bringt zu dem Zweck an geeigneten Stellen je nach den örtlichen Verhältnissen bald höher oben, bald im Mauerfuss kleine Kanäle quer durch die Mauer an und führt denselben wohl auch das Wasser in besonderen, längs der Rückwand angeordneten Sickerdohlen zu. Von vorneherein ist aber auch für Trockenhaltung des hinter der Mauer liegenden Bodens zu sorgen und zur Hinterfüllung von Stützmauern nur geeignetes, auch möglichst wenig Druck verursachendes Material zu verwenden. Man trägt dasselbe unter Umständen lagenweise auf und stampft es gründlich fest, um die Kohäsion zu erhöhen. Abtreppungen der Mauer-Rückwand sind zur Verhütung des Wasser-Ansammelns entsprechend abzudecken.

An der Krone werden die Mauern mit grösseren plattenartigen Steinen oder mit Quadern aus Natur- oder Kunststein, zuweilen auch mit einer Ziegelrollschichte abgedeckt.

Wegen der zulässigen Pressungen des Mauerwerks und des Untergrunds siehe unter Brücken.

C. Oberbau der Strassen.

Unter Oberbau der Strassen versteht man die auf den Dammkronen und Einschnittssohlen verlegten Teile derselben, die die Angriffe der Verkehrslasten unvermittelt aufzunehmen, die Belastung über den Unterbau zu verteilen, die Erweichung des letzteren durch Niederschlagswasser zu verhüten und tunliche Verminderung der Bewegungswiderstände zu ermöglichen haben.

Bei der Wahl des Baumaterials für den Oberbau und bei seiner Stärkebemessung handelt es sich demnach ebensowohl um die Art und die Grösse des Verkehrs, wie auch um die Güte der Bodenarten, mit denen der Damm aufgeschüttet, oder aus denen der Einschnitt herausgearbeitet wurde; bei städtischen

Strassen sind auch noch gewisse, die Gesundheit und Annehmlichkeit der Anwohner berührende Umstände zu berücksichtigen. Als Baumaterial dienen zerkleinerte Natursteine, Geröll, Kies, Sand, Pflasterstücke aus natürlichen und künstlichen Steinen, Zement, sodann Asphalt und asphaltähnliche Stoffe, Holz und Eisen.

I. Bauweise der Strassen.

A. Fahrbahnen.

Je nach der Verwendung dieser Stoffe unterscheidet man verschiedene Arten von Fahrbahnen bezw. Strassen, nämlich:

1. Beschotterte Bahnen, Schotterstrassen (Chausseen).
   Steinschlagbahnen, Kiesbahnen.
2. Gepflasterte Bahnen, Pflasterstrassen im engeren Sinne.
   Pflaster aus Naturstein, Pflaster aus Kunststein.
3. Bahnen aus besonderen Materialien, Strassen besonderer Art.
   Zementstrassen, Asphaltstrassen, Holzpflaster-Strassen, Strassen mit Eisenkonstruktion.

Schotterstrassen (Steinschlag- und Kiesstrassen).

1. Teile des Fahrbahnkörpers und Stärke derselben.

Der Fahrbahnkörper einer beschotterten Strasse setzt sich bei vollständiger Ausbildung aus drei Teilen zusammen:

1. den Linien-, Leisten-, Rand- oder Bordsteinen,
2. dem Grundbau, Gestück oder der Packlage,
3. der Beschotterung.

Derselbe wird unmittelbar auf dem Untergrunde verlegt, wenn dieser genügend fest und wasserdurchlässig ist. Wäre dies nicht der Fall, so müssten die Untergrundschichten mittels Drainierung entwässert werden, zuweilen mag es genügen, unter dem Oberbaukörper eine Bettungsschichte aus Kies oder dergleichen auszuführen.

Randsteine. Die unter 1. genannten Rand- oder Bordsteine (Linien- oder Leistensteine) scheiden Fahrbahn und Fusswege voneinander; sie sollen für den Fahrbahnkörper (beziehungsweise die Fusswege) seitliche Widerlager bilden und Richtungslinien, sowie Höhenpunkte bei der Strassenunterhaltung gewähren.

Die als Leistensteine verwendeten Bruchsteine werden gewöhnlich auch bei Landstrassen am Kopfe eben zugerichtet und müssen in den Stossflächen auf eine bestimmte Tiefe winkelrecht zusammenschliessen. Man versetzt sie nach der Schnur mit ihrer Langseite der Strassenachse gleichlaufend, entweder in lotrechter Lage oder senkrecht zur Strassenoberfläche, und stösst sie mit Handrammen fest; in Lehmboden versetzt man sie gerne auf eine Schichte durchlässigen Materials. Für die Länge der Randsteine wird in der Regel kein bestimmtes, sondern nur ein kleinstes Mass (1 m) vorgeschrieben, dagegen erhalten dieselben eine Höhe mindestens gleich der Dicke des Fahrbahnkörpers und eine dieser Höhe entsprechende Breite.

Für die in Bayern früher unterschiedenen Klassen der Landstrassen beispielsweise waren folgende Masse vorgeschrieben:

Strassen	Kl.		Höhe der Leistensteine		Dicke derselb.	
Strassen	I.	Kl. die Höhe der Leistensteine	13″	(0,39 cm),	Dicke derselb. 8″	(0,24 cm)
„	II.	„ „ „ „ „	11	(0,33 „),	„ „ 7	(0,21 „)
„	III.	„ „ „ „ „	10	(0,30 „),	„ „ 6	(0,18 „)
„	IV.	„ „ „ „ „	9	(0,27 „),	„ „ 5	(0,15 „)

Die Randsteine für städtische Strassen werden sorgfältiger zugerichtet, falls es sich nicht nur um untergeordnete oder provisorische Anlagen handelt. Sie erhalten entweder ebenfalls einen hochkantigen Querschnitt bei gleichbleibender Breite, besser aber, mit Rücksicht auf die Stellung der Wagenräder, eine Verjüngung nach oben, oder sie werden in Form von Quadern mit hervorragender Breitenabmessung angeordnet. Für hochkantige Randsteine können obere Breiten von 15—20 cm und Höhen von 30—40 cm, für quaderförmige Stücke Kopfbreiten von 30—40 cm bei einer Höhe von etwa 20 cm empfohlen werden.

Die geraden Randsteine können innerhalb gewisser Grenzen sich bewegende Längen haben; gewöhnlich wird als Kleinstmass 1,0 m bestimmt, zuweilen auch ein Grösstmass zur Vermeidung allzu unhandlicher Stücke; für gebogene Randsteine werden in der Regel bestimmte Längen verlangt.

Sämtliche Begrenzungsflächen werden eben bearbeitet, dabei die obere Fläche durchaus, die Vorder- und Rückfläche aber auf eine entsprechende Tiefe besonders sorgfältig zugerichtet, ebenso die beiden Stossflächen, die auf ihre ganze Höhe winkelrecht zusammenpassen müssen. Zur Vermeidung von Verdrückungen und Kantungen der Randsteine dürfen dieselben nicht zu schwach bemessen und müssen sehr sorgfältig versetzt, beziehungsweise untermauert werden; besonders wichtig ist dies, wenn auf den Fusswegen nahe am Rand Bäume stehen, deren Humusumgebung sich immer stark setzt [1]).

Als Material für die Randsteine eignen sich harte, gegen Stoss und Druck widerstandsfähige Natursteine, die beim Begehen nicht glatt werden, neuerdings versucht man es auch mit Eisenbeton- oder Gusseisen-Konstruktionen.

Manche Ingenieure sind gegen die Anwendung von Leistensteinen bei Landstrassen mit nicht überhöhten Fusswegen, und zwar der Kosten wegen, die sie verursachen, und weil dieselben den seitlichen Abfluss des Niederschlagswassers behindern, sobald die Abnützung der Strassenoberfläche ein gewisses Mass erreicht hat. Zur Vermeidung dieses Missstandes hat man schon die obere Randsteinfläche so tief gelegt, dass sie erst nach vollständiger Abnützung der Decklage zutage trat. Tatsächlich kommen Randsteine bei Landstrassen keineswegs immer zur Verwendung. In Württemberg z. B. wurden bis zu Anfang der fünfziger Jahre Randsteine verwendet, später aber zur Festlegung der Höhen nur Richtsteine in gleichen Abständen versetzt. Neuerdings sind Rand- und Richtsteine als unzweckmässig weggelassen worden.

Grundbau

Der oben an zweiter Stelle genannte Grundbau (das Gestück oder die Packlage) bildet, wenn er überhaupt zur Ausführung kommt, die unterste Schichte des Fahrbahnkörpers. Man stellt ihn jetzt immer als eine in sich verspannte Schichte Bruchsteine von 0,15 bis 0,20 m Höhe her, die hochkantig, mit der breiteren Seitenfläche nach unten, tunlich in Reihen senkrecht zur Strassenachse, dicht in Verband gesetzt, von oben fest verkeilt uud schliesslich leicht abgewalzt werden, nachdem die zu hoch ragenden Steine abgeköpft und zu breite Stücke gespalten wurden. Ein in der hier beschriebenen Weise ausgeführter Grundbau gewährt eine gute Druckverteilung nach unten, verhütet das Eindrücken des Fahrbahnkörpers in den Unterbau, wie auch das Emporquellen lehmigen Bodens in die Decklage, ohne durch allzugrosse Starrheit und Unnachgiebigkeit schädlich zu wirken.

Derselbe darf nicht verwechselt werden mit einer älteren Konstruktion, wobei man grössere Steine flach nebeneinander verlegte. Solche Anordnungen haben sich als unzweckmässig erwiesen, weil die auf die grossen Steine aufge-

---

[1]) Eine sorgfältige Anordnung für diesen Fall siehe in Genzmer, Die städtischen Strassen, S. 207.

brachten kleineren Stücke sich mit jenen nicht binden konnten und wegen der harten Unterlage eine rasche Abnützung erfuhren, während anderseits ein ungleiches Setzen der Grundbausteine früher oder später erfolgte.

Steenstrup[1]) teilt mit, dass ein Oberbau solcher Art schon Mitte des siebzehnten Jahrhunderts in Frankreich vorkam, „als der Frondienst (corvée) dort noch allgemein war, die Strassenarbeiten nur im Frühling und Herbst vorgenommen werden konnten und die Oberfläche der Bahn gar nicht nachgesehen wurde.“ Im Kasten der gewöhnlich 18′ breiten Fahrbahn wurden, nach seiner Angabe, als Grundbau grosse flache Steine verlegt und darauf kleinere, zum Teil zerschlagene Steine bis zum Beginne des gewölbten oberen Teils aufgebracht, welcher schliesslich aus noch kleiner zerschlagenen Kiesel-Steinen gebildet wurde. Die Dicke des Fahrbahnkörpers betrug an den Seiten 2, in der Mitte 3 Fuss.

Gautier[2]) gibt in seinem kleinen Werke, Tabelle I, Fig. 3 eine Darstellung dieser Art von Grundbau, wobei 2 Lagen plattenartiger Steine übereinander die Grundschichte bilden.

Nach Steenstrup ist diese alte französische Bauweise in Deutschland und den angrenzenden Ländern bis in die letzte Zeit (er schreibt im Jahre 1843) allgemein gewesen und er gibt zum Beweis dafür den in Abb. 136 wiedergegebenen Querschnitt „der alten dänischen Chaussee“ und die darauf bezüglichen folgenden Bestimmungen aus der dänischen Wegeordnung vom Jahre 1793:


Abb. 136.

Nachdem flache Steine (Bordursteine) auf die hohe Kante an beide Seiten des Kastens eingestellt sind, werden grosse Steine nahe aneinander, so fest wie möglich in den Grund gelegt, mit kleineren verkeilt und die zurückbleibenden Öffnungen mit festgestampftem Lehm gefüllt. Ist eine Lage grosser Steine nicht ausreichend, so muss mit Genauigkeit eine zweite Lage (so dass ein Stein immer auf mehreren ruht) eingelegt werden. Auf diesen Grundbau wird hernach eine Lage kleinerer Steine, die soviel wie möglich gleiche Grösse haben müssen, aufgebracht. Darauf legt man endlich eine, wenigstens 9″ starke Lage Kies als Oberbau. Jede Lage Steine wird gestampft und die Randsteine, von welchen zum Teil die Dauer der Strasse abhängt, müssen so tief in die Erde gelegt und mit soviel Kies bedeckt werden, dass es beim Fahren unmöglich wird, sie aus ihrer Lage zu bringen.

Auch Schemerl[3]) beschreibt in seinem Buche einen ähnlichen Grundbau, wie er in Österreich früher üblich war.

Als eine weitere Ausbildung der alten Grundbau-Konstruktion und als Vorläufer der jetzt üblichen kann die von Trésaguet, Generalinspektor der Brücken und Wege in Frankreich eingeführte betrachtet werden[4]). Steenstrup sagt darüber:

Da die Aufhebung des Frondienstes es ihm erlaubte, die Arbeit über das ganze Jahr zu verteilen, so konnte er die Dicke der Steinbahn in dem Grade vermindern, dass die Anlagekosten nur halb so gross wurden. Sein System wurde bald in ganz Frankreich angenommen und ist fast ohne Ausnahme bis 1820 angewendet worden. (Ann. d. p. et ch. 1836, I. Sem., p. 129.)

---

[1]) Steenstrup, Leitfaden zur Anlage und Unterhaltung der Landstrassen usw., Kopenhagen 1843, S. 112.

[2]) Des Herrn Gautier etc. Traktat von der Anlegung und dem Bau der Wege und Stadtstrassen. Aus dem Französischen übersetzt und mit Anmerkungen erläutert von einem herzogl. braunschw. und lüneburg. Offizier und Ingenieur, Leipzig 1759.

[3]) Schemerl, Ausführliche Anweisung zur Entwerfung, Erbauung und Erhaltung dauerhafter und bequemer Strassen, Wien 1807. 3 Teile.

[4]) Beschrieben in Ann. d. ponts et chaussées, Mém. et Doc. 1831, II. Sem., p. 243.

Steenstrup beschreibt die fragliche Bauweise nach den Vorlesungen des Professors Duleau an der école d. p. et ch. Demnach wurde nach Fertigstellung der Erdarbeiten, also nach Vollendung der Dämme und Einschnitte, der Raum für den Fahrbahnkörper ausgehoben und die Sohle konzentrisch zur Strassenoberfläche geformt. In diesem Raume wurde nach Abb. 137 zunächst auf jeder Seite eine Reihe Einfassungssteine (des bordures) verlegt, feste Bruchsteine von drei- oder viereckiger prismatischer Form und einer Höhe von 0,30 bis 0,40 m. Zwischen diese kam sodann als Grundlage eine 0,15 bis 0,20 m hohe Schicht „konischer“ Steine (moellons), auf welche eine 0,08 bis 0,10 m hohe Schicht kleinerer Steine folgte, die zum Teil in die Zwischenräume der Grundbausteine eingesetzt wurden und daher besonders oft mit ihrem breiteren Ende nach oben hin lagen. Die Zwischenräume dieser beiden Schichten wurden mit kleinen Steinen und mit Kies ausgefüllt und sodann gut gestampft. Auf die so gebildete Grundlage wurde endlich mit der Schaufel eine dritte, 0,09 m hohe Lage besonders widerstandsfähiger kleiner Steinstücke aufgebracht. Duleau bestimmt deren Durchmesser zu 0,03 m, falls sehr festes Gestein zur Verfügung steht, sonst verlangt er etwas grössere Stärke. Die Gesamthöhe des Fahrbahnkörpers nimmt Duleau im allgemeinen zu 0,36 m an und nur bei sehr festem Untergrund will er auf 0,30 m heruntergehen.

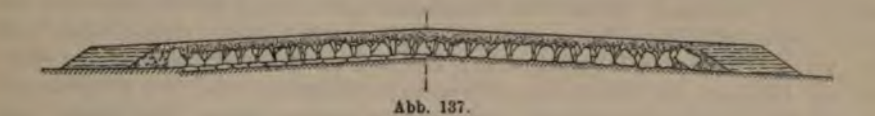


Abb. 137.

Grundbaue in Form von Steinpackungen hatte Umpfenbach im Auge (Theorie usw. der Kunststrassen, S. 115 unten), ebenso Telford, (Parnell, A treatise on roads, London 1833) und Pechmann (Anleitung zum Bau und zur Erhaltung der Haupt- und Bezirksstrassen, S. 56). Weniger gegen diese Konstruktionen, als gegen die älteren Formen des Grundbaues, wobei man grössere Steine flach nebeneinander verlegte, wenden sich die absprechenden Urteile über Grundbaustrassen in vielen Lehr- und Handbüchern und auch Mac Adam's[1]) Stellungnahme gegen Grundbau überhaupt ist wohl vor allem durch die Misserfolge jener älteren Konstruktionen desselben veranlasst. Was den oben empfohlenen Grundbau aus schmalen, hochkantig versetzten und gegenseitig verspannten Bruchsteinen, zwischen die sich das Kleingeschläg oder der Kies der darüber befindlichen Schichten einlagern, betrifft, so findet derselbe beispielsweise in Bayern häufig Anwendung, ebenso in manchen anderen Ländern, wo man sich zeitweilig der Mac Adam'schen Bauweise zugewendet hatte. So hatte man z. B. in Baden die von Mac Adam aufgestellten Grundsätze probeweise zur Ausführung gebracht, gelangte aber durch die damit gemachten Erfahrungen zu der Überzeugung, dass bei belebten Strassen der Grundbau beizubehalten sei, indem ein lediglich aus Schotter gebildeter Fahrbahnkörper nicht imstande sei, den Angriffen schwerer Fuhrwerke genügenden Widerstand zu leisten. Die späteren, dortselbst gültigen Bestimmungen lauten dahin, dass das als Fundament der Fahrbahn dienende Steingestück, das unmittelbar auf das profilmässig hergestellte festgewalzte oder befahrene Planum mit der Hand aufgesetzt wird, bei hartem Stein eine Höhe von 4 bis 5 Zoll, bei weichem Stein

[1]) Mac Adam, Remarks on the present system of roadsmaking, London 1824. Von Übersetzungen dieser Schrift ist die aus dem Jahre 1829 stammende zu nennen: Mac Adam's Bemerkungen über das gegenwärtige System des Chausseebaues, Darmstadt.

eine solche von 5 bis 6 Zoll erhält. Die Gestücksteine, die ziemlich gleich in der Grösse sein müssen, werden dicht aneinander und so eingesetzt, dass die breiten Flächen unten lagern, weil sich die Steine sonst einzeln heben. Die Zwischenräume werden mit Steinschroppen ausgekeilt und eingerammt. Bei Strassen, die nicht mit schwerem Fuhrwerk befahren werden, wird das Gestück weggelassen und dafür eine Lage grob, aber ziemlich gleich gross geschlagener Steine angewendet[1]). Und aus jüngerer Zeit wird berichtet, dass die Fahrbahnen der Landstrassen, die früher bis zu 18 cm Gestück (Packlage), 6 cm Mittellage und 6 cm Decklage hatten, jetzt bei hartem Gestein eine 24 cm, bei weichem 30 cm hohe Versteinung erhalten, wovon 12—18 cm für das Gestück zu verwenden sind[2]).

Laissle[3]) endlich gibt an, dass in Württemberg, wo ein lehmiger Untergrund vorherrscht, die Strassen überall mit Grundbau versehen sind, und dass er bei den unter seiner Leitung ausgeführten Strassenbauten sich wiederholt habe überzeugen können, dass die von schweren Wagen befahrenen Strassen ohne Grundbau nicht aushalten.

Inwieweit übrigens die Anwendung schwerer Walzen zum Baue und zur Unterhaltung der Strassen die Nützlichkeit oder Notwendigkeit eines Grundbaues vermindern kann, muss die Erfahrung lehren.

Den schon im vorstehenden enthaltenen Angaben über übliche Gesamtstärken des Oberbaues (Dicke des Fahrbahnkörpers) seien gleich hier noch folgende ergänzende Bemerkungen hinzugefügt. Diese Stärke richtet sich nach der Art und Grösse des Verkehrs, der Beschaffenheit des Unterbaues, der Güte des zur Bildung des Oberbaues verwendeten Materials und der Sorgfalt, die bei der Unterhaltung der Strasse aufgewendet werden kann. Die Stärke wird entweder gleichmässig auf die ganze Breite, oder aber in der Mitte bedeutender als an den Seiten angenommen, indem man die Sohle des Oberbaues mit einem grösseren Halbmesser als die Strassen-Oberfläche wölbt. Die früher bei den bayerischen Strassen üblichen Stärken des Oberbaues sind oben angegeben worden. Nach der preussischen „Instruktion zur Aufstellung der Projekte usw. für den Bau der Kunststrassen[4]), und zwar in Tabelle IV wurde die Gesamtstärke des Fahrbahnkörpers zu 21—28 cm im Mittel angenommen, wovon

auf die Packlage 12 cm,
auf eine etwa vorhandene Mittellage 5—7 cm,
und auf die Decklage 9—12 cm

im Durchschnitt treffen sollen.

Der württembergische Verwaltungsbericht der k. Minist.-Abt. f. d. Strassen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre 1887/88 und 1888/89 teilt S. 50 folgendes mit: Die drei Klassen Staatsstrassen, nach der Unterscheidung vom Jahre 1849, erhalten als Stärke des Steinkörpers

Strassen	I. Klasse in der Mitte	43 cm,	an den Seiten	32 cm,
„	II. „ „ „ „	43 „	„ „ „	32 „
„	III. „ „ „ „	40 „	„ „ „	29 „

Später erhielt der Steinkörper eine gleichmässige Dicke, welche sich nach dem verwendeten Materiale und dem Verkehre richtete und beim Grundbau von 17—20 cm, beim Steingeschläg von 10—15 cm wechselte. „In Oberschwaben

1) Bär, Die Wasser- und Strassenbau-Verwaltung in Baden, Karlsruhe 1870, S. 492, 495.
2) Bär, Das Strassenbauwesen in dem Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1890, S. 20.
3) Laissle, Der Strassenbau, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Bd, VIII. Kap., 3. Aufl., Leipzig 1902, S. 99.
4) Zeitschrift für Bauwesen, 1871, S. 421.

wird auch heute noch der ganze Steinkörper aus Kies in der Weise ausgeführt, dass der grössere Kies unten als Grundbau, der feinere als Decklage in einer Gesamtstärke von 20 – 25 cm eingebracht wird."

Beschotterung.

Auf die Grundbauschichte bis zur Strassenoberfläche hin folgt die Schotterlage; sollte jene samt Randsteinen fehlen, so bildet sie den ganzen Fahrbahnkörper. Sie besteht aus kleingeschlagenem Gestein oder langsam abgekühlter Hochofenschlacke, weniger gut aus Geröll und Kies und wird gewöhnlich aus einer Mittellage grösserer Stücke und aus der Decklage zusammengesetzt, die selbst wieder aus zwei Schichten mit verschiedener Korngrösse bestehen kann; die Mittellage, wie auch der untere Teil der Decklage wird nur leicht abgewalzt.

Das Verfahren, bei Strassen ohne Grundbau die Beschotterung aus lauter gleich grossen Stücken zu bilden, ist im Grunde genommen ein längst bekanntes und vielfach ausgeübtes, das nach der gewöhnlichen Annahme durch Mac Adam erst systematisch ausgebildet und entschieden empfohlen wurde. Steenstrup z. B. sagt (S. 119 seines Buches):

„Nach den Untersuchungen, welche durch das englische Parlament ausgeführt wurden, ist es wahrscheinlich, dass Mac Adam's Methode schon seit langer Zeit in Schweden angewandt worden ist, ohne dass man die Vortrefflichkeit dieser Verfahrungsweise bemerkte und ohne dass sie in anderen Ländern bekannt wurde."

Die in Österreich und in Bayern längst bekannten Kies- oder Schotterstrassen sind jedenfalls nahe verwandt mit den sogenannten Mac Adam'schen Strassen, stimmen jedoch nicht in dem Masse mit ihnen überein, wie Pechmann in seinem Buche über Strassenbau in einem besonderen Anhange ausführt. Nach einer Mitteilung der Zeitschrift „The Engineer"[1]) wäre die Mac Adam zugeschriebene und nach ihm benannte Bauweise von Steinschlagstrassen vor ihm von John Lochhead of Rowbank, Govan eingeführt und ausgebildet worden.

Eine Zweiteilung der Beschotterung entwickelte sich zunächst aus dem Wunsche, an Stelle des alten, als unzweckmässig erkannten Grundbaues aus flach gelegten Steinen eine andere Grundschichte zu setzen, die man nun aus groben Steinbrocken bildete. Eine zweiteilige Schotterschichte ergibt sich aber auch, wenn man den oberen, den Angriffen unmittelbar ausgesetzten und der Abnützung unterliegenden Teil der Beschotterung aus besonders widerstandsfähigem, guten Material herstellt. Was das zur Beschotterung zu verwendende Material betrifft, so muss dasselbe neben der entsprechenden Zähigkeit eine Härte besitzen, die im richtigen Verhältnis zu den Raddrücken der Fahrzeuge steht, so dass die Steinstücke unter den Rädern nicht zermalmt werden, jedoch das zur Erzielung einer glatten Bahn erforderliche Abschleifen der vorstehenden Kanten und Ecken derselben vor sich gehen kann. Dabei müssen die feinen, abgenützten Gesteinsteilchen bei Durchfeuchtung eine Deckschichte abgeben, die die Bindung der Schotterstücke untereinander veranlasst, ihre Abnützung verzögert und den oberflächlichen Abfluss des Niederschlagswassers sichert.

Die einzelnen Stücke der Geschlägschichten sollen sich der Würfelform nähern, weil ihre Widerstandsfähigkeit gegen Druckwirkungen dann besonders gross ist; ausserdem sollen dieselben möglichst gleiche Grösse haben, weil erfahrungsgemäss nur unter dieser Voraussetzung eine gleichmässige Abnützung erzielt wird, und endlich soll der Durchmesser der Brocken so gewählt werden, dass sich noch eine genügend ebene und gut gebundene Fahrbahn erzielen lässt. In letzterer Beziehung kann im allgemeinen nur angegeben werden, dass die Grösse des Korns mit der Festigkeit des verwendeten Gesteins wechselt und um

---

1) The Engineer, 1878, p. 358 (Letters to the editor).

so kleiner genommen werden kann, je grösser letztere ist[1]). Bei den gewöhnlich vorkommenden Steinmaterialien liegt die Seitenlänge der Brocken für die eigentliche Deckschichte ungefähr zwischen 3 und 6 cm und beträgt im Mittel bei hartem Gestein 4, bei weichem 5 cm, während dieselbe für die darunter liegende Beschotterungsschichte und für einen aus Steinschlag gebildeten Grundbau entsprechend grössere Abmessungen erhält. Um die gewünschte Gleichmässigkeit der Korngrösse zu erzielen, werden öfters zulässige Grösst- und Kleinstwerte durch die Forderung bestimmt, dass einerseits die grössten Brocken noch durch einen Ring von festgesetztem Durchmesser geschoben werden können, anderseits die kleinsten Stücke nicht mehr durch einen bestimmten kleineren Ring hindurchgehen dürfen.

Bei Verwendung von Kies ist namentlich darauf zu sehen, dass neben der Hauptmasse in Körnern von passender Grösse auch kleinere Stücke und ganz feine Teile in solchem Verhältnis vorhanden sind, dass die Zwischenräume möglichst gut ausgefüllt werden, viele Berührungspunkte zwischen den einzelnen Teilen zustande kommen und zugleich eine Bindung derselben erzielt wird. Wegen Verwendung besonderen Bindematerials siehe später unter: „Das Verfahren beim Walzen der Strassen.“

Von Wichtigkeit ist eine künstliche Dichtung des eingebrachten Steingeschlägs, Kieses oder was sonst zur Bildung des fraglichen Teiles des Fahrbahnkörpers zur Verwendung kommt. Die frisch aufgeschüttete Beschotterungsschichte einer Strasse enthält nur etwa zur Hälfte ihres Rauminhaltes oder noch weniger Steinmasse, nach erfolgter, mit aller Sorgfalt durchgeführter künstlicher Dichtung aber 75—80%. Es vollzieht sich zwar die Dichtung auch ohne besonderes Zutun während der Benützung der Strasse, aber nicht so gründlich als durch Walzung, erst nach längerer Zeit und nur unter Anwendung besonderer Massregeln, wie Auslegen von Sperrsteinen, wodurch der Verkehr gezwungen wird, sich über die ganze Breite der Strasse zu verteilen, ausserdem kommen dabei Fuhrwerke und Zugtiere zu Schaden, und es ist ein merklicher Verlust an Steinmaterial, das durch die Räder der Fahrzeuge abgerundet, beiseite geworfen und zermalmt wird, unvermeidlich. Näheres über die zur Dichtung benützten Strassenwalzen und das Verfahren bei ihrer Benützung siehe später.

2. Herstellung des Steingeschlägs.

Das Zerkleinern der Bruchsteine zum Stein- oder Kleingeschläg erfolgt entweder durch Handarbeit mit Hämmern und Schlägeln verschiedener Art, oder aber mittels Maschinen (Quetschwerken, Steinbrechmaschinen). Von den verschiedenen in Vorschlag und zur Ausführung gebrachten Quetschwerken hat besonders das nach Blake[2]) benannte vielfach Anwendung gefunden, wobei das Zerdrücken der Bruchsteine durch gezahnte Brechbacken erfolgt, deren einer fest ist, während der andere durch Kniehebel und Exzenter bewegt wird. Maschinenbetrieb ist, wenn er im grossen angewendet werden kann, billiger als Handarbeit, während mit der letzteren im allgemeinen eine bessere Gleich-

---

1) Nach Bokelberg wächst der Widerstand unregelmässig geformter Steinbrocken gegen Zerdrücken ungefähr proportional der quadratisch gedachten Kopffläche derselben.

2) Deutsche Bauzeitung 1872, S. 221. Siehe auch Caspar, Über Herstellung von Bettungsmaterial durch Maschinenbetrieb, Deutsche Bauztg. 1877, S. 161, 171; sodann Osthoff, Die Materialien, die Herstellung und Unterhaltung des Eisenbahn-Oberbaues, 1. Heft Die Materialien der Rettung und der Gleise, Oldenburg 1880, wo sich auch Literatur-Nachweise finden. Gleiches gilt vom Handbuch der Ingenieurwissenschaften IV. Bd., 3. Abt., XI. Kap., Gewinnung und Bearbeitung von Bausteinen, bearbeitet von Polak, Leipzig 1887, S. 53.

mässigkeit in Form und Grösse des Korns zu erzielen ist; jedenfalls ist ein Teil des von der Maschine gelieferten Kleingeschlägs nicht oder erst nach wiederholter Behandlung mit dem Schlägel zu Decklagen zu verwenden. Manche Gesteine liefern bei Behandlung in der Maschine ein sehr splittriges Kleingeschläg, manche leiden vielleicht auch durch Rissigwerden unter der immerhin sehr gewaltsamen Behandlung zwischen den Quetschbacken, doch findet der Maschinenbetrieb in neuer Zeit mehr und mehr Verbreitung, wie schon aus den nachfolgenden, grösstenteils der inhaltreichen Abhandlung von Leibbrand[1]) entnommenen Darlegungen hervorgeht.

Seit 1877 hat die grossherzoglich badische Oberdirektion für Wasser- und Strassenbau auf dem westlichen Abhange des Schwarzwaldes in Vormberg bei Sinzheim eine Maschine zur Herstellung von Kleingeschläg aus Porphyrbreccie von 1518 at mittlerer Druckfestigkeit in Tätigkeit, und zwar (noch im Jahre 1884) ein von J. Pallenberg in Mannheim geliefertes Quetschwerk von 600 auf 250 mm Maulweite. Dasselbe wird mittels einer zehnpferdigen Lokomobile betrieben und arbeitet in der Minute mit 220 bis 250 Umdrehungen der Exzenterwelle. Die Brechbacken bestehen aus Hartguss vom Grusonwerke in Bukau und bleiben 2—10 Tage brauchbar. Die Kosten des Quetschwerkes haben 5600 ℳ betragen. Zwei Arbeiter sind ununterbrochen mit dem Einlegen der Steine in das Brechmaul beschäftigt; die zerquetschten Steine fallen von den durch Keile verstellbaren Brechbacken in eine zylindrische Sortiertrommel, die 25 Umdrehungen in der Minute macht; der obere Teil derselben ist mit 20 mm, der übrige Teil mit 50 mm weiten runden Löchern versehen. Der am Ende der Trommel herausfallende Grobschotter wird in Karren aufgefangen und darin durch zwei Arbeiter von Hand etwas nachgeschlagen. Weitere fünf Arbeiter führen im Taglohn Schotter und Kutter zu den Lagerplätzen ab. Die Arbeitsleistung beträgt durchschnittlich 50—60 cbm im Tage. Das erzeugte Geschläg ist zwar ziemlich schieferig und hat keineswegs die regelmässige Form des Handgeschlägs, allein es ist dessenungeachtet für Strassenunterhaltungszwecke ganz brauchbar. Der Abfall (Kutter) beträgt 15—20 %. Die Selbstkosten für 1 cbm Geschläg (Verzinsung und Tilgung der erstmaligen Einrichtungskosten im Betrage von 27553 ℳ nicht berücksichtigt) betrugen im Jahre 1884 **3,94** ℳ, nämlich 0,20 ℳ für Bruchzins, 2 ℳ für Steinbrechen und Schroten, 0,38 ℳ für die Beförderung der Steine aus dem Bruche zum Quetschwerk samt Einlegen in dasselbe, endlich 1,36 ℳ für Zerkleinerung und Verbringung auf die Lagerplätze.

In Bayern, Kreis Oberpfalz, sind zwei Basaltwerke zu nennen, eines in Triebendorf bei Wiesau, das andere in Steinmühle.

Im ersteren wird Säulen- und Kugelbasalt abgebaut und teils mit Maschinen, teils von Handarbeitern zerkleinert. Zwei Quetschwerke, eines von Brink und Hübner in Mannheim, das andere von Bukau werden durch eine 12 pferdige Dampfmaschine bewegt; das Brechmaul derselben ist 400/250, bezw. 430/250 mm gross, sie arbeiten mit 200 Umdrehungen der Exzenterachse in der Minute. Die Dauer eines Brechplattenpaares kann zu 10 Tagen angenommen werden. Die Löcher der kegelförmigen Sortiertrommel sind 17, 35 und 45 mm weit; die Trommel macht 12 Umdrehungen in der Minute. Die groben aus der Trommel kommenden Stücke werden dem Quetschwerke wiederholt zugeführt.

Das erzielte Kleingeschläg ist würfelförmig, gleichartig und enthält sehr wenige Splitter. Ein Steinbrecher liefert in der Stunde 1,25—1,5 cbm Schotter. Im Mittel werden 0,07 Grobschotter, 0,29 Normalschotter, 0,35 Feinschotter und 0,29 Abfall erhalten. Je gröber die Quetschung, desto geringer der Abfall. Die Verkaufskosten des Basalts betrugen Ende der 80er Jahre auf dem Bahnhofe Wiesau: Grobschotter 4,20 ℳ, Mittel- oder Normalschotter 5,50 ℳ, Feinschotter 6 ℳ, gereinigter Abfall 2 ℳ, ungereinigter Abfall 1 ℳ für das cbm.

Das Basaltwerk Steinmühle gehört der ersten bayer. Basaltaktiengesellschaft Bayreuth, es verarbeitet meist sehr festen Kugelbasalt mittels zweier Quetschwerke nach System Blake-Marsdon, welche statt eines Exzenters deren zwei besitzen und von einer 30 pferdigen Dampfmaschine betrieben werden. Die Grösse des Brechmauls ist 500/200 mm; die festen und beweglichen Brechbacken der beiden Maulhälften bestehen nicht aus einem Stück, es sind vielmehr der Höhe nach je zwei Brechplatten übereinander eingesetzt. Die Zähne der oberen Brechbacken haben 50 mm Breite und 25 mm Höhe, diejenigen der unteren aber nur 40, bezw. 20 mm; man nimmt an, dass die Verschiedenheit der Verzahnung den Erfolg habe, dass die oberen, gröberen Zähne die eingeworfenen Steine in gröberen Schotter zerbrechen, worauf die feinere Verzahnung der unteren Brechbacken diesen vollends zu Schotter zerkleinert.

[1]) Leibbrand, Das staatliche Basaltwerk Urach in Württemberg, Zeitschr. f. Bauwesen, 1889, S. 411—432.

Die Quetschwerke arbeiten ruhig mit 320 Umdrehungen der Exzenterwelle und geben ein sehr gleichmässiges Geschläg, dagegen ist nicht zu verkennen, dass die Anordnung der Maschine etwas verwickelt ist, dass viel Öl zur Schmierung und eine grosse Menge Kühlwasser, sowie eine grosse Betriebskraft erforderlich ist und dass ihr Ankaufspreis (5300 ℳ ohne Sortiertrommel) bedeutend. Die Sortierung geschieht in der Weise, dass zuerst in kurzen Trommeln mit Löchern von 50 mm Weite das grobe, nochmals zu brechende Material ausgeschieden wird, während die Trennung der durch die genannten Öffnungen fallenden Massen in mehrere Sorten von Schotter in besonderen Sortiertrommeln erfolgt.

Ein Quetschwerk erzeugt trotz der hohen aufgewendeten Betriebskraft in einer Arbeitsstunde nur 2 cbm Geschläg, der Abfall beträgt etwa 0,22. Neben dem von den Quetschwerken gelieferten Geschläg werden in diesem Werke auch grosse Mengen von Basalt mit Handarbeit zerkleinert, wobei 4—5 ℳ für das cbm bezahlt werden und ein Arbeiter sich auf einen Tagelohn von etwa 1,80 ℳ stellt. Als Kosten des Maschinengeschlägs, frei Bahnhof Steinmühle, wurden angegeben:

Grobschotter, aus Löchern von 50 mm Weite	5,30	ℳ
Mittelschotter, „ „ „ 35—40 mm Weite	6,—	„
Feinschotter, „ „ „ 30—35 „ „	6,70	„
Ebensolcher, „ „ „ 17—30 „ „	2,50	„
Abfall, geworfen	1,70	„
„ ungeworfen	1,—	„

Das staatliche Basaltwerk Urach in Württemberg verarbeitet das sehr harte und zähe Material der Basaltkuppe Eisenrüttel, das sich auf einer Fläche von etwa 6 ha in einer abbaubaren Mächtigkeit bis zu 25 m vorfindet. Das hier gebrochene Gestein wird auf ungefähr 5 km Entfernung mit gewöhnlichem Fuhrwerk nach Georgenau gebracht, wo eine geeignete Wasserkraft für die Quetschwerke vorhanden ist, und von da nach der Zerkleinerung auf weitere 3 km bis zum Bahnhofe Urach.

Das Brechmaul der von Brink & Hübner in Mannheim gelieferten Zerkleinerungsmaschine hat die oberen Abmessungen 400/250 mm, die Brechbacken, aus Hartguss von Königsbronn, können umgesetzt werden, wenn sie an ihrem unteren Ende schadhaft geworden sind. Die Dauer der festen Brechbacken beträgt im Mittel 30 und höchstens 74 Tage, diejenige der beweglichen Backen dagegen im Mittel 56 und höchstens 96 Tage, doch ist dieselbe ausserordentlich verschieden und von mancherlei Zufälligkeiten abhängig. Die Exzenterachse macht in 1 Minute etwa 180 Umdrehungen. Die Anschaffung des Steinbrechers, einschliesslich seiner Aufstellung, hat 1780 ℳ gekostet. Zur Sicherung des geordneten Fortgangs der Zerkleinerungsarbeiten muss eine angemessene Zahl von Ersatzstücken zur Stelle und durch Übereinkunft mit dem Lieferanten Vorsorge getroffen sein, dass schadhaft gewordene Teile der Maschine sofort erneuert werden können. Ein Exzenterstück nebst zugehöriger Achse, eine Brechschwinge und ein Stellkeil müssen neben der nötigen Zahl von Brechbacken und Kniehebelplatten stets verfügbar sein. Der jährliche Bedarf an Ersatzstücken beträgt etwa 4 Brechbacken an den Schwingel, 8 Brechbacken an das Rahmengestell, 4 Seitenkeile und 8 Kniehebelplatten. Die Sortierung geschieht in Trommeln mit Drahtgeflechten von 10, 17, 45 und 60 mm weiten, quadratischen Maschen aus Stahldraht.

Anlässlich einer im Januar 1886 vorgenommenen Prüfung der maschinellen Einrichtung wurde erhoben, dass die Steinbrecher allein bei voller Arbeit und einem Erzeugnisse von 2,2 cbm Schotter in der Stunde 5,4 Pferdekräfte und die Kraftübertragung 2,3 Pferdekräfte verbrauchen.

Probewägungen haben ergeben, dass das Gewicht beträgt von

1 cbm	Bruchsteine		1800 kg
1 „	Grobschotter	(Maschenweite von 60 mm)	1700 „
1 „	Normalschotter	(„ „ 45 „)	1650 „
1 „	Feinschotter	(„ „ 17 „)	1500 „
1 „	Abfall	(„ „ 10 „)	1450 „

Hergestellt wurden in den Jahren		1886	1887	1888
	Basaltschotter	4820 cbm	7430 cbm	7508 cbm.
hiervon betrug der				
	Grobschotter	0,29	0,31	0,18
	Normalschotter	0,58	0,59	0,69
	Feinschotter	0,13	0,10	0,13
	Kutter	0,10	0,15	0,18

Die Herstellungskosten, im einzelnen, haben betragen:
für 1 cbm Maschinenschotter

	ℳ	ℳ	ℳ
Geschäftsleitung	0,46	0,32	0,32
Bruchzins	0,32	0,30	0,30
Wegunterhaltung, Gerüste und Bahnen	0,48	0,25	0,36
Pachtzins der Grundstücke	0,02	0,02	0,03
Steinbrechen	1,32	1,45	1,20
Führen vom Bruch zur Quetscherei,	2,80	2,34	1,69
Von da zum Bahnhof	1,20	1,22	1,00
Abwägen	0,09	0,10	0,10
Kraftmiete	0,30	0,30	0,30
Handarbeit beim Quetschen	0,72	0,50	0,48
Maschinenunterhaltung	0,10	0,06	0,09
Bautenunterhaltung	—	0,02	0,34
Ersatzstücke für Maschinen	0,12	0,23	0,23
Sonstiges	0,07	0,02	0,17
Selbstkosten für das cbm Schotter frei Bahnhof Urach	8,10	7,13	6,61

Ferner haben sich die Erzeugungskosten des Kutters folgendermassen gestellt:

	ℳ	ℳ	ℳ
Abfuhr des Kutters von der Quetscherei	1,14	1,30	1,
Wiegen	0,10	0,10	0,47
Waschen	0,70	1,04	0,70
Selbstkosten für das cbm Kutter, frei Bahnhof Urach	1,94	2,44	2,17

Die Verkaufspreise auf dem Bahnhofe Urach waren dagegen beim

	ℳ	ℳ	ℳ
Maschinenschotter	8,50	8,50	8,—
gereinigten Kutter	2,60	2,60	2,40.

Im übrigen sei auf die eingehende, angezogene Abhandlung verwiesen. Über die späteren Verhältnisse im Basaltwerk Urach, das zu Anfang des laufenden Jahrhunderts wegen geringer Ergiebigkeit der Basaltlager und sehr erschwerter Gewinnung des Gesteins aufgelassen wurde, geben die Verwaltungsberichte der kgl. Ministerialabteilung für den Strassen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre 1891 bis 1900 Aufschluss.

Schliesslich mag noch ein etwas älterer Versuch[1]) hier Erwähnung finden, der 1877 im Regierungsbezirk Wiesbaden in der Versuchsstation der Maschinenfabrik Humboldt zu Kalk bei Köln mit Kugelbasalt vorgenommen wurde.

Das Quetschwerk, gleichfalls amerikanischer Art, hatte ein Brechmaul von 400/200 mm Grösse und machte bei Aufwand einer Betriebskraft von 8 Pferdekräften 100 Umdrehungen in der Minute. 1 cbm zerkleinerten Basalts wurde mittels einer kegelförmigen Siebtrommel, deren Mantel kreisrunde Löcher von 8, 20 und 40 mm enthielt, in 4 Teile zerlegt (welche man Steinmehl, Steingrus, Steinsplitter und Steinschlag benannte), indem die drei erstgenannten Sorten durch die Löcher, der Steinschlag aber aus der Trommel an deren Ende fiel. Die Menge des Steinschlags betrug **0,68** der ganzen Masse; darunter befanden sich 80—100 mm lange, zuweilen 60 mm breite und 20 mm dicke Stücke, wonach eine Verwendung dieses Steinschlags zur ordnungsmässigen Strassenunterhaltung ohne vorausgehendes Nachschlagen unmöglich war, während derselbe als Grobschlag und zu Mittellagen bei Neubauten wohl zu verwenden gewesen wäre. Die Menge des im ganzen splitterigen, aber gleichmässigen „Steinsplitter" genannten Materials betrug **0,185**; dasselbe würde zur Unterhaltung von Fahrbahnen mit nicht zu schwerem Verkehr vorzüglich geeignet gewesen sein, auch ohne Verwendung einer Strassenwalze. Die Menge des körnigen, grusartigen Materials bezifferte sich auf **0,101**; dasselbe würde seiner Güte nach als körniges Bindematerial für Steinbahn-Ausbesserungen und Decklagen von Kies nur selten übertroffen worden sein. Das mit vielen Körnern untermengte Steinmehl endlich betrug **0,034** der ganzen Masse; es hatte alle Eigenschaften, die ein gutes Material für die Abglättung neuer Steinbahndecken und namentlich zur oberen Lage von Fusswegen haben muss.

---

[1]) Voiges, Über Herstellung von Steinschlag durch Maschinen-Betrieb, Deutsche Bauz. 1877, S. 497.

Demgegenüber ergab ein Versuch mit Handarbeit, dass der dabei hergestellte feine Steinschlag

0,795 Material, etwa von der oben mit „Steinsplitter“ bezeichneten Art,
0,125 grusartiges Material und
0,08 Steinmehl

enthielt. Da von den durch das Quetschwerk erzielten 0,68 groben Steinschlags nicht alle Stücke des Nachschlagens bedürftig waren, so wurde angenommen, dass durch dieses Nachschlagen von jenen 0,68 nur etwa halb so viel in Grus und Mehl zerfalle, als beim Zerschlagen mit der Hand sich tatsächlich ergeben hatte, so dass schliesslich festgesetzt wurde:

	Maschinenarbeit	Handarbeit
Steinsplitter	0,185 + 0,60 = 0,785	0,795
Steingrus	0,101 + 0,07 = 0,171	0,125
Steinmehl	0,034 + 0,01 = 0,044	0,08

Da ferner die Gesamtkosten der Maschinenarbeit (alles mit eingerechnet) trotz des nicht vollkommenen Betriebs der Maschine während des Versuchs für 1 cbm 2,20 Mk. betrugen, während die Handarbeit an den Landstrassen im genannten Regierungsbezirke mit 3,20 bis 3,50 M. vergütet wurde, so zog man aus dem angestellten Versuche den Schluss, dass sich bei festem Basalt der Nutzen der Maschinenarbeit auf Kostenersparnisse beschränke.

Neuerdings kommen öfters fahrbare Steinbrechmaschinen zur Verwendung, die in vielen Fällen sehr günstige Ergebnisse liefern. Der Württembergische Verwaltungsbericht[1]) enthält über die in Württemberg gemachten diesbezüglichen Erfahrungen folgendes:

„Die immer schwieriger werdende Gewinnung von Arbeitskräften für die Zerkleinerung des mehr und mehr sich steigernden Bedarfs an Aplit im oberen Enztal, sowie die hohen Kosten der freilich beschwerlichen Handarbeit einerseits und anderseits die günstigen Erfahrungen mit dem Betrieb der seit 1885 im Gang befindlichen Basaltquetscherei bei Urach legten den Gedanken nahe, das erwähnte Gestein gleichfalls auf maschinellem Wege zu zerkleinern.“

Am 18. November 1887 wurde mit der Maschinenbaugesellschaft Heilbronn über die mietweise Überlassung eines fahrbaren Steinbrechers samt Sortiertrommel und einer 10pferdigen Lokomobile auf die Zeit bis 31. Januar 1889 ein Vertrag abgeschlossen. Dabei wurde für die Überlassung des Steinbrechers täglich 10 ℳ, für die Lokomobile samt Maschinisten 22 ℳ vereinbart; für Heizmaterial, Speisewasser, Schmier- und Putzmaterial hatte die Strassenbauverwaltung auf eigene Kosten zu sorgen, ebenso für das zur Aufstellung der Maschine erforderliche Rahmenwerk und den Antriebriemen, endlich für die Erneuerung der Brechbacken und Druckhebelplatten. Später wurde der Vertrag erneuert und mit Ablauf der Etatsperiode 1889/91 der fahrbare Steinbrecher mit Zubehör von der Strassenbauverwaltung angekauft.

Die Betriebsergebnisse desselben sind aus der folgenden Zusammenstellung der in den verschiedenen Verwaltungsberichten niedergelegten Angaben zu ersehen.

	1891	1892	1893	1894	1895/96	1896/97	1897	1898	1899	1900
					Tagesleistungen in cbm.					
Porphyr	36,15	38,87	42,6	40,7	32,3	34,8	25,64	32,08	30,01	23,32
Aplit[2])	37,84	—	43,0	—	45,5	—	—	—	—	—
					Kosten in ℳ/cbm.					
Porphyr	2,28	2,68	2,53	2,49	2,53	2,56	3,18	2,88	2,77	2,63
Aplit	2,29		2,46	—	2,20	—	—	—	—	—

In den Jahren 1893 und 1894 kam der Maschinenschotter um rund 1 ℳ billiger zu stehen als der Schlägelschotter.

1) Verwaltungsbericht d. k. Ministerial-Abteilung f. d. Strassen- und Wasserbau, f. d. Rechnungsjahre 1891/92 u. 1892/93, I. Abteilung, Stuttgart 1894, S. 84.

2) Mit „Aplit“ wird ein feinkörniger, glimmerarmer Granit, früher Granulit benannt, bezeichnet. Eine eingehende Besprechung des Aplitsteinbruchs und des Quetschwerkbetriebes im oberen Enztale findet sich im Verwaltungsberichte für die Jahre 1893/94 und 1894/95, I. Abteilung, Stuttgart 1896, S. 73.

Von dem Kostenbetrage für 1 cbm Porphyrschotter trafen

	1896/97	1898	1900
auf Aufsicht	18 ₰	16 ₰	33 ₰
„ Bedienung	18 „	13 „	
„ Heiz- und Schmiermaterialien	23 „	28 „	34 „
„ Erneuerung der Brechbacken etc.	32 „	44 „	36 „
„ Handarbeit	103 „	127 „	107 „
„ Aufstellung, Reparatur, Transport u. Amortisation	62 „	60 „	53 „
Zusammen	2,56 ℳ	2,88 ℳ	2,63 ℳ

Der erzeugte Porphyrschotter bestand

1899 aus 62,5 % Normal-, 17,0 % Fein-, 8,8 % Grobschotter, 11,7 % Grus.
1900 „ 65,3 % „ 15,8 % „ 8,7 % „ 10,2 % „

3. Walzen der Strassen.

Strassenwalzen werden hauptsächlich zur künstlichen Dichtung des aus Steinschlag, Kies oder ähnlichen Materialien hergestellten Strassenoberbaues angewendet, so zwar, dass eine Schotterstrasse nicht als kunstgerecht hergestellt gelten könnte, wenn sie nicht vor ihrer Inbetriebsetzung dem Walzverfahren unterstellt worden wäre. Ausserdem benützt man Walzen zur Dichtung des Untergrundes und der Bettungsschichten, sowie zum Eindrücken der Pflastersteine in ihre richtige Höhenlage; eine besondere Verwendung finden Walzen verschiedener Art bei Ausführung der Asphaltstrassen.

Im folgenden soll nur von den eigentlichen Strassenwalzen für Schotter- und Pflasterstrassen die Rede sein, alle übrigen, sonstigen Zwecken dienenden Walzen werden gelegentlich besprochen werden.

De Cessart, Inspecteur général des ponts et chaussées, hat schon im Jahre 1787 auf die Wichtigkeit der Behandlung von Steinschlagbahnen mit schweren Walzen hingewiesen und bezüglich deren Konstruktion die Ansicht ausgesprochen, dass dieselben zweckmässig als hohle gusseiserne Zylinder von 8 Fuss Länge, 36 Zoll Durchmesser und 24 Linien Wandstärke gebildet würden, die bei einem Gesamtgewichte von etwa 7000 Pfund (3,5 Tonnen) 6 Pferde zu ihrer Fortbewegung erfordern würden[1]). Die von De Cessart gegebene Anregung scheint jedoch damals nicht den gewünschten Erfolg gehabt zu haben, vielmehr dauerte es, nach den Veröffentlichungen[2]) darüber zu schliessen, noch bis zum Beginn des dritten Jahrzehnts unseres Jahrhunderts, bis man Walzen bei Ausführung der Strassen in Anwendung brachte, und auch diese standen nicht auf der Höhe jener ursprünglich in Vorschlag gekommenen. Sie waren nämlich entweder von Holz oder von Stein, erstere gewöhnlich ausgehöhlt,

---

1) Projet d'un rouleau de fonte pour comprimer les chaussées d'empierrement. Présenté à l'assemblée des ponts et chaussées le 5. février 1787: Ann. d. ponts et chauss. Mém. 1844, 1. Sem., pag. 134.

2) Siehe unter anderem: Morandière, Ing. d. p. et ch., Compression des empierrements neufs, au moyen d'un cylindre. Essais dans le département d'Indre-et-Loire, Ann. d. ponts et chauss., Mém. 1837, 2. Sem., pag. 368; sodann als Anhang dazu: 1. Essais faits dans le département du Jura, par M. de Chamberet; 2. Note sur le cylindre employé par M. Polonceau, ebenda S. 383 und 384. — Schäffer, Bemerkungen über die Erfordernisse einer guten Chausseewalze, Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleisses in Preussen, 1840, S. 105. Viele Angaben von Veröffentlichungen über Walzen finden sich in Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre, 3. Bd., 2. Aufl., 1877, S. 178, und im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4. Bd., XVI. Kap. Maschinen für den Bau und die Unterhaltung von Strassen, bearbeitet von Sonne, sodann im 1. Bande dieses Handbuches, 3. Aufl. VIII. Kap. Strassenbau, bearbeitet von Laissle 1902; auch sei auf „Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften", 2. Gruppe, 4. Heft: Strassenbau von L. v. Willmann verwiesen.

um ihnen durch Füllung mit schweren Stoffen ein grösseres Gewicht zu verleihen, ausserdem mit Eisen beschlagen. Beide Arten von Strassenwalzen konnten den gestellten Anforderungen nicht genügen, hauptsächlich weil sie sich ungleichmässig abnützten und bald unbrauchbar wurden; so kam man endlich wieder auf gusseiserne Walzenkörper zurück.

Ursprünglich wurden die Strassenwalzen ausschliesslich mit Pferden bespannt, heutzutage kommen häufig auch durch Dampf betriebene Walzen zur Anwendung. Eine Pferdewalze mit drei bis vier Pferdepaaren nimmt nämlich viel Platz in Anspruch und die zum Abwalzen einer Strassenstrecke erforderliche Zeit ist aus verschiedenen Gründen ziemlich bedeutend. Beides macht sich um so unangenehmer fühlbar, je belebter die betreffende Strasse ist. Man kam deshalb zuerst in grossen Städten dazu, Dampfwalzen in Anwendung zu bringen, benützte dieselben aber in der Folgezeit auch auf den Landstrassen, nachdem sich gezeigt hatte, dass dieselben den Pferdewalzen unter gewissen Voraussetzungen bedeutend überlegen sind[1]). Die erste Dampfstrassenwalze wurde zu Anfang der sechziger Jahre in Paris versucht, einige Jahre darnach kamen solche in englischen und amerikanischen Städten zur Verwendung, später erst in Deutschland.

Als erste Erbauer von Dampfwalzen sind insbesondere zu nennen: Lemoine, Ballaison und Gellerat in Frankreich, Clark and Batho, Aveling and Porter in England, sodann Kuhn in Stuttgart, Maffei und Krauss in München.

Pferde-Strassenwalzen.

Die von Pferden gezogenen Strassenwalzen bestehen in der Regel aus einer einzigen gusseisernen Walze mit einem eisernen (oder hölzernen) Gestell, an dem die Zugkräfte wirken und Kästen oder Körbe zur Aufnahme von Belastungskörpern angebracht sind. Ausserdem sind Vorrichtungen zum Bremsen und zum Abstreifen des am Walzenkörper sich anhängenden Materials vorhanden. Um das Wenden der Walzen zu vermeiden, sind entweder am Gestell zwei Deichseln angeordnet und es werden die Pferde jedesmal umgespannt, oder es ist eine sogenannte Drehdeichsel-Einrichtung ausgeführt, welche gestattet, die Pferde samt Deichsel um die stehende Walze herumzuführen, auch gibt es Walzen, bei denen die Deichsel durch Drehung in der Lotebene von einer Lage in die andere gebracht wird.

Beim Einwalzen starker Schotterdecken ist es notwendig, mit einer leichteren Walze zu beginnen und, in dem Masse als die Verdichtung vorschreitet, mit schwereren Walzen zu arbeiten, ausserdem muss die Pressung der Walze je nach der Festigkeit des Strassenbaumaterials wechseln können. Man bemisst deshalb das Gewicht der Pferdewalzen öfters so, wie es für den Beginn der Walzarbeit erwünscht erscheint und erzielt die erforderliche Steigerung desselben durch Einlegen fester Körper, wie Steine, Eisenstücke u. dgl. m. in die vorhin erwähnten Kästen und Körbe, oder durch Einbringen von Wasser, Sand u. dgl. in den Hohlraum des alsdann beiderseits zu schliessenden Walzzylinders. Im ersten Falle wird die künstliche Belastung auf die Achse der Walze übertragen und damit ein erhöhter Betrag gleitender Reibung in deren Zapfenlagern hervorgerufen. Trotzdem findet sich diese Einrichtung häufig vor, weil sie eine bedeutendere Steigerung des ursprünglichen Walzengewichts gestattet. Manchmal

[1]) E. Müller, Die Dampfstrassenwalze für Chaussee-Unterhaltung, Zeitschr. f. Bauwesen, 1883, S. 307.

ist auch die mit Belastungskasten versehene Walze gleichzeitig zur Wasserfüllung eingerichtet.

Bei Feststellung der Hauptmasse des Walzenkörpers sind verschiedene Erwägungen anzustellen. Was zunächst dessen Durchmesser betrifft, so darf derselbe unter ein gewisses Mass nicht heruntersinken, weil sich sonst der locker aufgeschüttete Schotter vor der Walze zusammenschieben würde, anderseits darf er eine obere Grenze nicht überschreiten, wenn die in der Höhe der Walzenachse angebrachten Zugstränge nicht eine allzustarke Neigung gegen die Wagrechte erhalten sollen. Für die Breite der Walze, d. h. für die Länge ihrer geraden Erzeugenden ist die Überlegung massgebend, dass mit derselben die Standfähigkeit des Apparates abnimmt und bei zu geringer Breite die Fussspuren der Pferde nicht genügend überwalzt würden, während gegen eine übergrosse Breite der Umstand spricht, dass bei ihr der Druck der Walze nicht entsprechend über eine gewölbte Fahrbahnoberfläche verteilt und die Lenkbarkeit vermindert wird. Die Mantelstärke der gusseisernen Walze endlich würde bei zu hoher Bemessung ein zu bedeutendes Gewicht bedingen und im entgegengesetzten Falle das Unbrauchbarwerden der Walze durch Abnützung allzurasch eintreten lassen [1]), unter Umständen könnte sogar das Gelingen des Gusses in Frage gestellt sein. In neuerer Zeit hat man die Auswechselung abgenützter Mäntel ins Auge gefasst [2]). Erfahrungsgemäss können die Masse 1,2—1,8 m für den äusseren Durchmesser der Walze, 1,1—1,3 m für ihre Breite (Länge der Zylindererzeugenden) und 0,050—0,075 m für die Wandstärke als zweckentsprechend bezeichnet werden.

Das Gewicht der unbelasteten Pferdewalzen liegt im Durchschnitt zwischen 3 und 5, das der künstlich belasteten zwischen 6 und 8 Tonnen. Höhere Gewichte kommen seltener vor, weil sonst die erforderliche Pferdezahl zu gross werden würde. Man kann annehmen, dass bei einigermassen festgewalzter Bahn von mässiger Neigung für jede Tonne Walzengewicht ein Pferd zu rechnen ist und dass die damit bestimmte Pferdezahl auch schon bei Beginn der Arbeit, wenn die unbelastete Walze zur Verwendung kommt, wegen der grossen Widerstände auf der lockeren Schotterschichte erforderlich ist [3]). Die Geschwindigkeit

---

1) Debauve (Annales d. ponts et chauss., Mém. 1882, 1. Sem., p. 659) hat Beobachtungen an einer Walze von 4,5, bezw. 7,1 t Gewicht angestellt, deren Mantelstärke in neuem Zustande 0,058 m betragen hatte. Nachdem mittels derselben 2375 cbm quarziger Schotter gedichtet und dabei einschliesslich der Leerfahrten 3800 km zurückgelegt worden waren, hatte sich die Mantelstärke in der Mitte auf 0,031 m vermindert, die zylindrische Walze hatte eine hyperboloidische Form angenommen und die 1,2 m lange, ursprünglich gerade Zylindererzeugende zeigte einen Pfeil von 0,008—0,009 m.

Diese Beobachtung spricht gegen die Verwendung hyperboloidisch geformter Walzen an Stelle der zylindrischen.

2) Siehe z. B. Hoffacker, auswechselbare Laufmäntel an Strassen- und anderen Druckwalzen, Deutsche Bauz. 1892, S. 366.

3) Der Widerstandskoeffizient auf der lockeren Anschüttung bei Beginn der Walzarbeit wird zuweilen zu $^1/_{20}$ angegeben, dürfte aber grösser sein. Sonne (a. a. O. S. 21) leitet für Dampfwalzen auf wagrechter Bahn einen Widerstandskoeffizienten gleich 0,06 ab.

Baurat Voiges hat auf Anregung Sonne's über die Widerstände der Dampfwalzen bei ihrer Bewegung über frischbeschotterte und festgewalzte Steinschlagbahnen dadurch Anhaltspunkte zu gewinnen gesucht, dass er beim Einwalzen einer 1 km langen, 80 mm starken Quarzit-Decklage auf einer Strassenstrecke bei Bad Ems unter Leitung des Landesbauinspektors Leon in Montabaur Beobachtungen darüber anstellen liess, bei welchen Gefällsverhältnissen die Dampfwalze bei ihren Talfahrten der Bremsung (durch Gegendampf) bedurfte. Die erwähnte, 1 km lange Versuchsstrecke hatte auf der unteren 350 m langen Teilstrecke eine Steigung von $5^3/_4$ %, auf der ebenso langen mittleren Teilstrecke 7 % und auf dem oberen, 300 m langen Teile 9—9,5 %. Die dabei verwendete Dampfwalze stammte aus der Fabrik von Aveling & Porter, hatte im betriebsfähigen Zustande ein Gewicht von 15 t, wovon etwa 2 Fünftel auf den beiden zylindrischen Vorderwalzen, 3 Fünftel auf den beiden Hinterwalzen

der Bewegung beträgt im allgemeinen 0,5—0,7 m/Sek. Die Anschaffungskosten der Pferdewalzen werden sich je nach Umständen verschieden stellen; im grossen und ganzen konnte man 1500—2000 M. rechnen.

Es ist oben bemerkt worden, dass man zur Ersparung des Umspannens der Pferde, was etwa 6 Minuten in Anspruch nimmt, Walzen nach dem Drehschemelsystem herstellt. Diese Einrichtung ist zuerst von **Ketzer** und **Lehmann** angegeben worden, und besteht darin, dass die Deichsel mit den Wagschenkeln an einem eisernen Ringe angebracht ist, der sich um eine die Walzenachse tragende, entsprechend ausgeschnittene kreisrunde Scheibe drehen lässt. Gegen diese Einrichtung sind schon Stimmen laut geworden [1]), doch findet sie auch Anerkennung: neuerdings baut unter anderen **Maffei** in München derartige Walzen mit einem Zylinder von 1,43 m Durchmesser bei 1,3 m Breite; Gewicht ohne Wasserfüllung 5,2, mit Füllung 6,7 t. Die Zeit zum Drehen der Deichsel von der Beendigung der Hinbewegung bis zum Beginne der Herbewegung kann im gewöhnlichen Betrieb zu 1,5—2,0 Minnten angenommen werden [2]). Auf andere Weise wird das Wenden bei einer besonderen Art von Pferdewalzen mit 3 Walzenkörpern von je 0,75 m Durchmesser und 0,41 m Breite bewirkt, die besonders in Württemberg Anwendung gefunden haben. Die eine Walze ist vorn in der Mitte an dem drehbaren Vordergestelle der ganzen Vorrichtung angebracht, die beiden anderen Walzen befinden sich hinter jener, in festen Verbindung mit dem Obergestell und in einem lichten Abstande von einander, der etwas kleiner ist als die Breite des erstgenannten Zylinders. Ein Holzkasten, in den nach Bedarf Beschwerungsmaterial eingelegt wird, bildet den Oberbau des Wagens, eine Bremsvorrichtung wirkt auf die beiden hinteren Walzen. Ausserdem sind an jeder Walze Vorrichtungen zum Abschaben des aufgewickelten Steinmaterials angebracht. Da das Vordergestell um 90° drehbar ist, lässt sich die Walze auf 5—6 m breiten Strassen drehen. Das Gewicht der leeren Walzenvorrichtung beträgt 3,5, der mit Steinen künstlich beschwerten [illegible] Tonnen [3]). Die früher schon erwähnten Walzen mit Vorrichtung

[illegible] die beiden 1,1 m im äusseren Durchmesser haltenden Vorderwalzen zusammen [illegible] jede der beiden 1,67 m im äusseren Durchmesser haltenden Hinterwalzen [illegible] von 0,[illegible] m hatte, so entfiel auf jedes Zentimeter der Breite dieser letzteren [illegible] Druck von 90 kg, während jedes Breitenzentimeter der Vorderwalzen nur einen [illegible] kg ausübte. Die Walzbreite der Maschine betrug 2,1 m, die Entfernung der [illegible] m, die Gesamtlänge der Maschine 5,55 m.

[illegible] Versuchen und einigen früheren Beobachtungen wurden folgende Wider[illegible] die beschriebene Walze und Strasse abgeleitet:

[illegible] auf der losen, gänzlich ungedichteten Schotterlage;

[illegible] auf der etwas gedichteten Schotterlage, etwa nach Ablauf des ersten [illegible] der ganzen Walzzeit;

[illegible] auf der mehr gedichteten Lage, etwa nach Ablauf des zweiten Drittels [illegible] Walzzeit;

[illegible] auf völlig festgewalzter, aber noch nicht mit Abglättungsmaterial ver[illegible] Decklage;

[illegible] auf völlig festgewalzter, aber mit kiesigem und nicht angenässten Ab[illegible] bedeckter Decklage;

[illegible] auf völlig festgewalzter Decklage, nachdem das kiesige Abglättungs[illegible] nur eingeschlämmt, sondern auch durch die Dampfwalze geglättet [illegible] (Zentralblatt der Bauverwaltung 1890, S. 131.)

[illegible] wachsen die Bewegungswiderstände sehr bedeutend; Dampf[illegible] Steigungen von etwa 9 bis 10% Verwendung finden.

[illegible] Handbuch des gesamten Strassenbaues in Städten, Jena 1881.

[illegible] Beobachtungen.

[illegible] Strassenbau, Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 1. Bd., VIII.

[illegible]

zum Umschlagen einer ausbalanzierten Deichsel in der Lotebene, die sich in engen Strassen als zweckmässig erweisen, werden z. B. von der Maschinenfabrik und Eisengiesserei von Jul. Wolff & Co. in Heilbronn geliefert und zwar in verschiedener Grösse; eine schwere Sorte derselben mit einem 1,2 m breiten Zylinder von 1,5 m Durchmesser hat 5,5 t Gewicht, das durch Belastung noch um 2,5 t vermehrt werden kann.

Dampf-Strassenwalzen.

Die mit Dampf betriebenen Strassenwalzen besitzen immer mehrere Walzenkörper. Dieselben werden in einem Rahmen zusammengefasst, auf dem die Dampfmaschine mit Kessel, Kohlen- und Wasserbehälter, sowie dem Führerstande ihren Platz findet. Eine besondere Lenkvorrichtung ermöglicht das Einstellen der Walzenachsen beim Befahren gekrümmter Strecken. Je nach der Anzahl der vorhandenen Walzen und deren Anordnung pflegt man zweierlei Dampf-Strassenwalzen zu unterscheiden, solche nach französischer und solche nach englischer Anordnung.

Die sogenannten französischen Dampfwalzen haben zwei gleich breite Walzen von gleichem oder ungleichem Durchmesser (Fig. 138), im übrigen zeigen sie mancherlei Verschiedenheiten in den konstruktiven Einzelheiten. Die erste Walze dieser Art kam durch Ballaison im Jahre 1862 in Paris zur Verwendung, nachdem schon 1861 mit einem von Lemoine erbauten, jedoch nur mit einem Walzzylinder versehenen Apparate Versuche angestellt worden waren[1]).

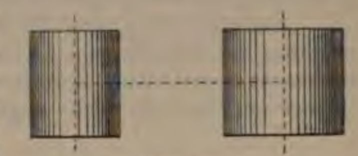


Abb. 138.

Von den späteren Fabrikanten ist besonders Gellerat in Paris zu nennen, der Dampfwalzen mit einem Gesamtgewichte von 17, 24 und 30 t liefert, das gewöhnlich ungleichmässig über die beiden Achsen verteilt ist. Walzen nach französischer Anordnung werden auch von Maffei in München erbaut. Bei einer im Dienstzustande 25 Tonnen schweren Walze betrug die Breite der Walzzylinder 1,4 m, der Durchmesser der vorderen Triebwalze 1,6, der der hinten befindlichen zweiteiligen Lenkwalze 1,2 m. Von dem Gesamtgewichte von 25 t trafen 17 t auf die vordere, 8 t auf die hintere Walze, welche Beträge sich nach künstlicher Belastung mit Wasser auf bezw. 19 ¼ und 9 t steigern liessen[2]). Auf der 7. Wanderausstellung der deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft zu München vom 8.—12. Juni 1893 befand sich eine Maffeische Dampfwalze mit zwei gleich grossen Walzen von 1,4 m Durchmesser und Breite. Ihr Dienstgewicht, einschliesslich 1 cbm Wasser und 300 kg Kohlen betrug 17,5 t, eine künstliche Belastung der Zylinder war nicht vorgesehen; die Gesamtlänge der Maschine betrug 5,5 m, die Gesamtbreite 2,37 m. In einem besonderen Tender wurden noch 2 cbm Wasser und 600 kg Kohlen mitgeführt.

Die englischen, zuweilen auch nach Aveling & Porter[3]) benannten

---

[1]) E. Müller, Über die Unterhaltung der Strassen in der Stadt Paris, Zeitschrift für Bauwesen, 1869, S. 109, 305.

[2]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1881, S. 51. Wochenschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1880, S. 433. Sonstige hier einschlägige Literatur siehe bei Sonne, Maschinen für den Bau und die Unterhaltung der Strassen, Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 4. Bd., XVI. Kap., Leipzig 1888, S. 17, sodann im gleichen Handbuch 1. Bd., 3. Aufl., VIII. Kap., bearbeitet von Laissle.

[3]) Steam Road-Rolling in England, The Engineer, Sept. 2, 1870, p. 158. Dampfstrassenwalze von Aveling and Porter in Rochester, Deutsche Bauzeitung, 1872, S. 133. Steam Road-Roller at the Vienna Exhibition by Aveling & Porter, Rochester, Engineering 1873, I, p. 309. Ann. d. ponts et chauss., Mém. 1876, 1. Sem., p. 5.

...-Strassenwalzen kennzeichnen sich, wie schon bemerkt, durch vier Walzen, von denen einige als Trieb-, die anderen als Lenkwalzen behandelt sind. Im Grunde genommen stellt eine solche Dampfwalze eine Lokomobile oder Lokomotive mit Walzenrädern vor. Abb. 139 zeigt die Stellung der Walzen zu einander. Die neueren von Aveling & Porter durch das Maschinengeschäft Jakob & Becker in Leipzig gelieferten Walzen sind meist 10, 15 und sogar 20 Tonnen schwer, doch werden auch solche von kleinerem und grösserem Gewichte hergestellt. Die 15 t schwere Walze hat Triebzylinder von je 0,52 m Breite bei 1,5 m Durchmesser, und Lenkzylinder, jeder 0,607 m breit; auf ersteren ruht ein Gewicht von 8,5, auf letzteren von 6,5 Tonnen. Der von den Walzzylindern bestrichene Fahrbahnstreifen hat eine Breite von 1,9 m. Walzen derselben Art, nur in Einzelnheiten von einander abweichend, liefern mehrere andere englische Fabriken, auch John Fowler & Cie. in Magdeburg; in erfolgreichen Wettbewerb aber mit allen diesen sind eine Anzahl deutscher Firmen eingetreten, so namentlich Kuhn in Berg bei Stuttgart seit dem Jahre 1878 [1]), nahezu ebensolang Krauss & Cie. in München [2]), sodann die Lokomotivfabrik Hohenzollern in Düsseldorf und die Maschinenfabrik Cyklop in Berlin [3]), die Maschinenbau-Gesellschaft Heilbronn und manche andere.

Sie alle haben, was die Stellung der Walzen betrifft, die englische Anordnung in der Hauptsache beibehalten, im übrigen jedoch mancherlei Abänderungen getroffen. Auf letztere hier einzugehen, sowie Masse und Gewichte anzugeben, erscheint nicht angezeigt. Bemerkt sei an dieser Stelle nur noch, dass die von der Lokomotiv-Fabrik Hohenzollern in Düsseldorf nach der Angabe von Dreling gebauten Strassenwalzen besondere Unterschiede zeigen, insofern ihre Trieb- und Lenkwalzen gleiche Durchmesser haben und, wenigstens nach dem ursprünglichen Programm, gleichen spezifischen Druck ausüben, dass auf ihnen eine Vorrichtung zum Besprengen der zu walzenden Decklage angebracht ist und die künstliche Belastung der 4 Walzen mittels eingeschobener Belastungskörper ganz dem Bedürfnisse entsprechend in wechselnder Grösse hergestellt werden kann [4]).



Abb. 139.

Letzteres ist, wie Dreling in einer zweiten Abhandlung [5]) dargelegt hat, deshalb von grosser Bedeutung, weil der spezifische Druck [6]) der Walzenzylinder je nach Art und Beschaffenheit des einzuwalzenden Steingeschlägs verschieden sein sollte, ganz abgesehen davon, dass bei den Walzenkörpern, die die Geschlägs-

1) Die Stuttgarter Dampfstrassenwalze, Deutsche Bauzeitung 1879, S. 137.

2) Hurler, Die Krauss'sche Dampfstrassenwalze. Wochenschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1880, S. 261. Dampfstrassenwalze der Maschinenfabrik Krauss & Cie. in München, Deutsche Bauzeitung 1883, S. 310.

3) Leistungen und Kosten der Berliner Dampfwalzen, Wochenblatt für Architekten u. Ingenieure 1880, S. 391.

4) Landesbaurat F. Dreling, Über Konstruktion und Leistung von Dampfstrassenwalzen, Deutsche Bauzeitung 1889, S. 248, 263. Deutsche Patente Nr. 40444, bezw. 41102 auf auswechselbare Belastungsgewichte und Lenkvorrichtung für Strassenwalzen besitzt die Aktiengesellschaft für Lokomotivbau Hohenzollern in Düsseldorf, Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 446. Siehe auch: v. Leibbrand, Die Verwendung von Dampfstrassenwalzen auf den Staatsstrassen Württembergs, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1890, S. 653.

5) Dreling, Über Konstruktion und Leistung von Dampf-Strassenwalzen, Deutsche Bauz. 1893, S. 319.

6) Spezifischer Druck der Walze ist jener Teil ihres Gewichtes in kg. der auf einen Streifen von 1 cm Breite, in der Richtung der geraden Zylindererzeugenden gemessen, trifft.

stücke wellenförmig zu verdrücken suchen, auch ihr Durchmesser von Einfluss auf den zulässigen Wert des spezifischen Druckes ist. Bei den Lenkwalzen kommt der Rauhigkeitsgrad der Steinbrocken in Betracht, bei den Triebwalzen hauptsächlich die Widerstandsfähigkeit des Gesteins.

Dreling hatte in seinem Programm für neue Dampfwalzen im Jahre 1887 den Durchmesser der Lenk- und Triebwalzen auf 1,2 bis 1,6 m festgesetzt und bestimmt, dass bei gradlinigem Gange der Maschine die Spur der Lenkwalzen durch die Triebwalzen beiderseits um 10 cm überdeckt, und die Gesamtwalzbreite aller Walzzylinder sehr bedeutend, nämlich nicht geringer als 2,40 m gewählt werden solle.

Bezüglich der Breite wird in der Abhandlung vom Jahre 1893 angegeben, dass für die Triebwalze eine Breite von 55 bis 65 cm bei höheren spezifischen Drucken gewählt werden müsse, wenn nicht ein tieferes Einsinken der Zylinder in den losen Steinschlag und ein seitliches Verdrücken desselben eintreten soll.

Über den grössten zulässigen spezifischen Druck heisst es wörtlich:

„Die mit der zuerst konstruierten Dreling'schen Walze gemachten Versuche haben nun aber ergeben, dass aus vielfachen Gründen Dampfwalzen mit einem höheren Druck als 120 kg nur in seltenen Fällen einen Vorteil bieten und daher allgemein nicht empfohlen werden können. Abgesehen von dem ausserordentlichen Gewicht einer solchen Maschine, das die Transportfähigkeit derselben sehr erschwert und deshalb verteuert, sind für den zulässigen Grösstwert des spezifischen Druckes neben der Härte des einzuwalzenden Materials noch zwei andere Eigenschaften desselben von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Es sind dies die Sprödigkeit desselben und die Rauhigkeit seiner Oberfläche. Spröde, wenn auch sehr harte Materialien können bei hohen Drucken ohne grossen Verlust, d. h. ohne zu grosse Zersplitterung der Steinstücke nicht eingewalzt werden. Vielfach sind nun aber die härtesten Gesteine auch die sprödesten und darin liegt der Grund, dass die unter Umständen wohl zulässige Steigerung des spezifischen Druckes über 120 kg hinaus bei Walzen, die verschiedenartiges Material zu bearbeiten haben, für die Praxis allgemein sich nicht empfiehlt. Was dagegen die Rauhigkeit des Materials betrifft, so wäre zu bemerken, dass Material mit rauhen Oberflächen sich überhaupt viel schlechter einwalzt, als solches mit glatten Oberflächen. Zumeist aber sind derartige Gesteine nicht spröde, sondern zähe, und es empfiehlt sich, selbst bei den weicheren Arten derselben mit grösserem Drucke zu arbeiten."

In der „Anleitung zur Herstellung und Pflege der Schotterfahrbahn der k. k. österreichischen Reichsstrassen"[1]) heisst es:

„Das Gewicht der Walzen richtet sich nach dem Druck, der zur entsprechenden Komprimierung des Deckstoffes notwendig ist, und je nach der Härte des Deckstoff-Materials erfahrungsgemäss bei Dampfwalzen zwischen 50 und 140 kg, bei Pferdewalzen zwischen 40 und 80 kg für 1 cm der Walzbreite variiert. (Das Mass von 140 kg gilt für Steine härtester Art, namentlich für härteste Basalte.)

Näheres über Konstruktion deutscher und ausländischer Dampfwalzen, sodann über die Kosten der Anschaffung, des Betriebes und der Unterhaltung dieser Walzen überhaupt ist in den angeführten Veröffentlichungen, sodann im Handbuch der Ingen.-Wissenschaften, und zwar im 4. Bd. XVI. Kap., bearbeitet von Sonne und 1. Bd., 3. Aufl. Kap. VIII, bearbeitet von Laissle, weiter bei v. Willmann, Strassenbau, in „Fortschritte der Ingenieurwissenschaften", II. Gruppe, 4. Heft, Leipzig 1895 zu finden. Mancherlei Angaben finden sich auch in den nachstehenden Mitteilungen, insbesondere über Erfahrungsergebnisse bei Verwendung von Strassenwalzen, S. 381 ff.

Beim Vergleiche der englischen und französischen Anordnung von Dampfstrassenwalzen mit einander kann man nicht umhin hervorzuheben, dass ersterer neben gewissen konstruktiven Vorzügen auch grössere Standfähigkeit und Lenkbarkeit als letzterer zugesprochen werden muss und dass bei der geringen Breite

[1]) Verordnungsblatt des k. k. Ministeriums des Innern, Nr. 11 vom 15. Juni 1903. Sonderabdruck bei R. v. Waldheim in Wien. Auch in der Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1903, S. 328, 344, 361, 376.

Tabelle 59.

Zusammenstellung einiger gebräuchlichen Dampfwalzen zur Zeit des Jahres 1885 nach v. Leibbrand.

System und Fabrikant	Verwaltung, bei welcher die Walze im Betriebe steht	Anordnung der Walze: Treibräder Durchmesser	Treibräder Breite	Lenkräder Durchmesser	Lenkräder Breite	Ganze Breite der Walzmaschine	Ganze Länge der Walzmaschine	Heizfläche des Kessels	Dampf-Überdruck	Pferdestärken	Dienst-Gewicht	Anschaffungs-Kosten im ganzen	Anschaffungs-Kosten für 100 kg Gewicht	Unterhaltungskosten im Jahre	Arbeitstage im Jahre	Tägliche Arbeitsleistung cbm	Tägliche Arbeitsleistung qm	Betriebskosten für das Führen der Walze im Arbeitstage	für 1 cbm Schotter	für 1 qm Strassenfläche
		m	m	m	m	m	m	qm	at.		t	ℳ	ℳ	ℳ				ℳ	ℳ	₰
Zweiwalzen-System.																				
J. A. Maffei in München seit 1880	Stadt München Type I	1,60	1,40	1,20	1,40	2,50	6,60	28,0	10	35—40	25,0	20000	85	400	60	—	1067	91 (Miete)	—	9,3
„ 1882	„ II	1,40	1,40	1,40	1,40	2,37	5,50	17,5	12	26	16,6	17500	115	400	60	—	1016	—	—	9,5
Dreiwalzen-System.																				
Berliner Maschinenbau-Aktiengesellschaft, seit 1881	Stadt Berlin	1,60	1,07	1,10	0,55	2,12	5,09	15,2	10	—	25,9	12750	70	226	154	18	183	18,7	0,57	5,8
Vierwalzen-System.																				
Aveling & Porter in Rochester, seit 1876	Stadt Berlin	1,45	0,51	1,43	0,52	2,40	5,16	10,2	6	12	17,4	18000	109	103	150	17	250	15,5	0,60	4,1
Desgl. seit 1885	Kgl. Sächsische Strassenbau-Verwaltung	1,67	0,41	1,10	0,56	1,94	4,60	7,5	7	6	11,4	11000	104	—	164	69	740	54,0 (Miete)	0,73	6,8
Desgl. seit 1876	Stadt Winterthur	1,50	0,42	1,12	0,52	1,91	5,00	6,2	9	10	11,5	10900	107	92	30	90	860	17,2	0,19	1,8
G. Kuhn in Berg 1878	Stadt Stuttgart	1,60	0,50	1,15	0,58	2,20	5,90	21,5	8	20	26,0	18800	75	880	93	160	1230	34,2	0,24	3,0
Desgl. seit 1883	Strassenb.Inspekt. Ludwigsburg	1,60	0,50	1,15	0,58	2,06	5,15	13,0	9	15—20	19,0	15100	89	—	37	78	1239	60,0 Miete, n. Selbstkosten	0,67	6,2
Maschinenfabrik Cyklop in Berlin, seit 1879	Stadt Berlin	1,45	0,52	1,45	0,52	2,04	5,73	12,5	6	20	14,7	11900	88	295	65	25	303	16,9	0,40	3,2
Desgl. seit 1879	„	1,48	0,52	1,48	0,52	2,35	5,75	12,5	6	20	17,0	11900	80	626	70	23	236	17,9	0,45	4,4

der einzelnen Walzenzylinder englischer Anordnung der spezifische Druck und infolgedessen auch die Dichtung der Decklagen gleichmässiger ausfällt wie bei den breiten Walzenzylindern französischer Maschinen, ohne dass jedoch damit die Zweckmässigkeit französischer Walzen unter günstigen Verhältnissen, namentlich auf städtischen Strassen, in Zweifel gezogen werden soll.

Vergleich zwischen Pferde- und Dampfstrassenwalzen.

Es erübrigt noch einen Vergleich zwischen Pferde- und Dampfwalzen anzustellen. Ohne Bezug auf die späteren Zahlenangaben, die allerdings mit Vorsicht aufzunehmen sind, weil bei der grossen Zahl Einfluss nehmender Umstände nur schwer unmittelbar vergleichbare Werte festgestellt werden können, lässt sich aussprechen, dass Dampfstrassenwalzen im allgemeinen am Platze sind, wo es sich um bedeutende Arbeitsleistungen, tunliche Abkürzung der zur Dichtung aufzuwendenden Zeit und um möglichste Vermeidung von Verkehrsstörungen handelt. Ihre bedeutende Leistungsfähigkeit ist, abgesehen davon, dass bei ihnen die fortwährende Auflockerung der Schotterdecken durch schwer ziehende Pferde wegfällt, hauptsächlich durch ihr grosses Gewicht, wie auch durch den Umstand bedingt, dass der Wechsel zwischen Vor- und Rückbewegung bei ihnen in der einfachsten Weise und sehr rasch erfolgen kann. Mit Dampfwalzen lassen sich zweckmässig starke Decklagen aus hartem Gestein bewältigen und ihre Leistungsfähigkeit tritt insbesondere auf geneigten Strassen hervor, indem von ihnen noch Steigungen (10—12 %) ohne Schwierigkeit genommen werden können, bei welchen Pferdewalzen längst versagen würden. Die Einfachheit der Bewegungsänderung gestattet insbesondere, kurze Strecken ohne wesentlichen Zeitverlust zu walzen und dadurch den Verkehr möglichst wenig zu belästigen. Die mit Dampf gewalzten Strassen zeichnen sich durch besondere Dichtigkeit und Glätte aus, sind sofort nach ihrer Fertigstellung dem schweren Verkehre ohne weiteres zugänglich und erweisen sich merklich dauerhafter als die mit Pferdewalzen gedichteten Fahrbahnen. Als Vorbedingung aber bleibt bestehen, dass die Grösse der auszuführenden Arbeit im richtigen Verhältnisse zu den immerhin beträchtlichen Kosten der Dampfstrassenwalzen stehen muss. Bei Anwendung der Dampfwalzen ausserhalb der Städte, zur Unterhaltung der gewöhnlichen Landstrassen, kommt demnach die Art der Unterhaltung, das Verfahren bei der Material-Anlieferung u. dgl. m. wesentlich in Frage. Zur Dichtung von weniger widerstandsfähigem Steingeschläg, hohen Deckschichten, oder bei hohen Dämmen sind Dampfwalzen von grösserem Gewicht nicht vorteilhaft oder sogar unzulässig. Als ein Nachteil der Dampfwalze könnte noch bezeichnet werden, dass die Ausbesserung von Schäden an ihnen mit Umständlichkeiten verbunden sind. Die Vorteile, die Dampfwalzen am richtigen Orte gewähren, sind auch aus den folgenden Zusammenstellungen zu ersehen.

Erfahrungsergebnisse bei Verwendung von Strassenwalzen.

Während Dampfwalzen ursprünglich nur auf städtischen Strassen Anwendung fanden, geschieht dies seit einer Reihe von Jahren mit Vorteil auch auf Landstrassen ausserhalb der Städte. Die dabei gemachten Erfahrungen verdienen hohe Beachtung, weshalb über einige Arbeiten dieser Art im folgenden berichtet werden soll.

Strassenwalzung in Württemberg.

Besonders umfangreich sind die in Württemberg unternommenen Arbeiten dieser Art [1]).

[1]) v. Leibbrand, Die Verwendung von Dampfstrassenwalzen auf den Staatsstrassen Württembergs, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1890, S. 621.

Tabelle

Leistungen der Württembergischen Dampf-

Bewalzte Strassen			Material-Verbrauch								Arbeitszeit im ganzen	Arbeitsleistung der Walze i. 1 St.		Tourenzahl der Walze	
			Unterhaltungsmaterial				Wasser		Sand, Kies, Grus						
Länge	Überdeckte Breite	Bewalzte Oberfläche	Gattung	Menge im ganzen	Verglichene Stärke	für 1 km Strasse	im ganzen	für 1 km Strasse	im ganzen	für 1 km Strasse		Eingewalzte Strassenfläche	Eingewalzte Geschlägsmenge	Gesamtzahl der Hin- und Rückfahrten	Anzahl d. Übergänge an jeder Stelle
km	m	qm		cbm	mm	cbm	cbm	cbm	cbm	m	Std.	qm	cbm		
1. Leistung von 11 gemieteten															
6,560	4,46	29290	Granit	1711	58	261	867	132	—	—	525	56	3,3	167	75
52,072	4,90	255305	Porphyr	19048	74	365	7494	144	604	12	5788	44	3,3	182	74
4,715	4,45	21000	Basalt	1424	68	302	475	100	239	51	390	54	3,7	137	62
101,277	4,13	418760	Muschelkalk	28853	67	285	9300	92	178	2	4922	85	5,9	142	69
8,516	4,39	37364	Fleinsstein	2726	73	320	670	79	40	5	338	111	8,1	100	45
9,178	4,00	36712	Liaskalk	2260	62	246	607	66	138	15	384	96	5,9	184	92
24,379	3,88	94480	Weisser Jura	6198	66	254	2056	84	—	—	1168	81	5,3	137	71
14,384	4,00	57536	Alpiner Kies	3128	54	217	1575	110	526	37	1056	54	3,0	121	61
6,783	4,00	27132	Flusskies	1362	50	201	624	92	214	32	437	62	3,1	113	57
227,864	**4,29**	**977579**	Summe:	**66710**	**68**	**293**	**23668**	**104**	**1939**	**9**	**15008**	**65**	**4,4**	**149**	**70**
2. Leistung von 4 staatlichen															
19,174	5,50	105539	Porphyr	6640	63	346	2789	145	194	10	1973	53	3,4	240	87
7,680	5,62	43188	Basalt	3158	73	411	1203	157	91	12	937	46	3,4	214	75
13,967	4,41	61585	Muschelkalk	4473	73	320	969	69	40	3	757	81	5,9	162	73
40,719	4,17	169890	Weisser Jura	10572	62	260	2756	68	—	—	1767	96	6,0	120	59
3,182	5,50	17502	Alp. Wacken	1007	58	316	594	186	77	24	295	59	3,4	269	98
84,722	**4,69**	**397704**	Summe:	**25850**	**65**	**305**	**8311**	**98**	**402**	**5**	**5729**	**69**	**4,5**	**168**	**72**
312,586	**4,40**	**1375283**	Gesamtsumme:	**92560**	**67**	**296**	**31979**	**102**	**2341**	**7**	**20737**	**66**	**4,5**	**155**	**70**

Zu Anfang des Jahrhunderts war der Materialverbrauch zur Unterhaltung der Staatsstrassen in Württemberg ein ausserordentlich grosser, er betrug im Jahre 1817/18 153 cbm für das Kilometer Strasse; 1845 wurde derselbe auf 99 cbm erhoben und entsprechend der Verkehrsabnahme auf den Strassen infolge der Eröffnung der Eisenbahnen bis zum Jahre 1854 allmählich auf 87 cbm vermindert. Für das Etatsjahr 1854/55 erfolgte ein Abstrich von 87 auf 57 cbm, der durch die Absicht, für den Staatshaushalt Geldmittel zur Beschäftigung der notleidenden Bevölkerung zu beschaffen, veranlasst war. Obgleich dann bei abnehmendem Verkehr bis zum Jahre 1869 eine allmähliche Steigerung der Materialzufuhr bis zu 72 cbm stattfand, entsprachen die Zufuhren in dieser langen Zeit doch nicht der Abnützung, trotzdem wurde von 1869 bis 1884 der jährliche Materialverbrauch nach und nach bis auf 50 cbm/km vermindert. Infolge dessen waren die meisten, von der k. Strassenbauverwaltung zu unterhaltenden Strassen stark heruntergekommen und bedurften besonderer Mittel zu ihrer Verbesserung. Zur Gewinnung eines Überblickes über den damaligen Zustand der Strassen und um den zur Wiederherstellung der verloren gegangenen Wölbung erforderlichen Aufwand kennen zu lernen, wurde im Frühjahre 1884 eine allgemeine Aufnahme der Strassenfahrbahnen angeordnet. Es wurden in Entfernungen von nicht weniger als 100 und nicht mehr als 500 m Querprofile aufgenommen und gezeichnet, die Abnutzung bestimmt und hiernach die Kosten der Wiederherstellung von 2695 km Staatsstrassen zu 1120000 Mark berechnet. Die Summe wurde genehmigt und ihre Verwendung zu gleichen Teilen auf 16 Jahre verteilt; im Spätjahr 1885 begannen die Wiederherstellungsarbeiten.

Es war nicht daran zu denken, so bedeutende Leistungen mit den bis dahin allein üblichen Pferdestrassenwalzen zu vollbringen, man entschloss sich daher zur ausgedehnten Verwendung von Dampfstrassenwalzen. Nachdem in den Jahren 1883/84 mit einer von der

60.

Strassenwalzen im Rechnungsjahre 1900.

Aufwand auf das Walzen																			
Führen der Walze				Wasserführen				Sand, Kies, Grus				Handarbeit z. Kotabziehen und Materialeinlegen				Im ganzen			
im ganzen	für 1 km Strasse	für 1 qm bewalzte Fläche	für 1 cbm Material	im ganzen	für 1 km Strasse	für 1 qm bewalzte Fläche	für 1 cbm Material	im ganzen	für 1 km Strasse	für 1 qm bewalzte Fläche	für 1 cbm Material	im ganzen	für 1 km Strasse	für 1 qm bewalzte Fläche	für 1 cbm Material	im ganzen	für 1 km Strasse	für 1 qm bewalzte Fläche	für 1 cbm Material
ℳ	ℳ	₰	₰	ℳ	ℳ	₰	₰	ℳ	ℳ	₰	₰	ℳ	ℳ	₰	₰	ℳ	ℳ	₰	₰
Dampfwalzen.																			
3254	496	11,1	190	1261	192	4,3	74	—	—	—	—	2288	349	7,8	134	6803	1037	23,2	398
34383	660	13,5	180	7377	142	2,9	39	1059	20	0,4	6	20174	388	7,9	106	62993	1210	24,7	331
2451	520	11,7	172	841	178	4,0	59	825	175	3,9	58	1007	214	4,8	71	5124	1087	24,4	360
27753	274	6,6	96	8110	80	2,0	28	515	5	0,1	2	18968	187	4,5	66	55346	546	13,2	192
1994	234	5,3	73	585	69	1,6	21	68	8	0,2	3	1351	160	3,6	50	3998	471	10,7	147
2228	243	6,1	98	796	87	2,2	35	267	29	0,7	12	1528	166	4,1	68	4819	525	13,1	213
7492	307	7,9	121	2090	86	2,2	34	—	—	—	—	4711	193	5,0	76	14293	586	15,1	231
6966	484	12,1	223	1581	110	2,8	50	1402	98	2,4	45	1905	132	3,3	61	11854	824	20,6	379
2874	424	10,6	211	582	86	2,1	43	476	70	1,3	35	688	101	2,5	50	4620	681	17,0	339
89395	**392**	**9,1**	**134**	**23223**	**102**	**2,4**	**35**	**4612**	**20**	**0,5**	**7**	**52620**	**231**	**5,4**	**79**	**169850**	**745**	**17,4**	**255**
Dampfwalzen.																			
8488	443	8,0	128	2723	142	2,6	41	806	42	0,8	12	7851	409	7,4	118	19868	1036	18,8	299
3945	514	9,1	125	1322	172	3,1	42	880	115	2,0	28	3099	403	7,2	98	9246	1204	21,4	293
3052	218	5,0	69	1362	98	2,2	30	268	19	0,4	6	3682	264	6,0	82	8364	599	13,6	187
6722	165	3,9	64	3546	87	2,1	33	—	—	—	—	7953	195	4,7	75	18221	447	10,7	172
1187	373	6,8	118	442	139	2,5	44	250	79	1,4	25	1032	324	5,9	102	2911	915	16,6	289
23394	**276**	**5,9**	**91**	**9395**	**111**	**2,4**	**36**	**2204**	**26**	**0,5**	**9**	**23617**	**279**	**5,9**	**91**	**58610**	**692**	**14,7**	**227**
112789	**361**	**8,2**	**122**	**32618**	**104**	**2,4**	**35**	**6816**	**22**	**0,5**	**7**	**76237**	**244**	**5,5**	**82**	**228460**	**731**	**16,6**	**246**

Maschinenfabrik G. Kuhn in Berg gemieteten Dampfwalze von 19 t Dienstgewicht gute Erfolge erzielt worden waren, wurden 1885 zwei neue Walzen bei Kuhn, jede, frei Fabrik, zu 9600 ℳ bestellt und im darauf folgenden Jahre in Betrieb gesetzt. Das Dienstgewicht einer solchen betrug 13,9 t, wovon 5,2 t auf die Lenkachsen von 0,58 m Breite und 1,0 m Durchmesser, und 8,7 t auf die je 0,46 m breiten und 1,54 m dicken Triebwalzen traf. Daneben kamen, ebenfalls seit dem Jahre 1886, mehrere der Maschinenbau-Gesellschaft Heilbronn abgemietete leichtere Walzen zur Verwendung, nämlich eine aus der Fabrik Aveling & Porter stammende mit 12 t Dienstgewicht und 5 andere in Heilbronn gebaute Walzen englischer Anordnung von 14 t Dienstgewicht; im Jahre 1889 endlich wurde eine der Heilbronner Walzen vom Staate käuflich erworben [1]).

Über die Ausrüstung einer Dampfwalzen-Abteilung mit einem Arbeitswagen, der eine fahrbare Behausung für die Maschinenführer, einen Unterstand für den Aufseher und einen Material- und Werkzeugschuppen darstellt, mit einer Schutzhütte für die Walze und deren Beförderungswagen, mit Pumpen, Giesswagen, Abschlämm- und Kehrmaschinen, Handkarren u. dgl. m. gibt die angezogene Abhandlung näheren Aufschluss. Was die Mannschaft für den Dampfwalzenbetrieb betrifft, so hat die Aufsicht über die Führung und Handhabung der Walzen, die Vorbereitung und Ausführung der Decklagen und die Wiederinstandsetzung der Strassen nach vollendeter Walzarbeit ein Dampfwalzen-Aufseher, der vorzugsweise den mit Zivilversorgungsschein versehenen Unteroffizieren des Pionier- und Eisenbahnbataillons ent-

[1]) Weiteres über den Stand der verwendeten Walzen in dem Rechnungsjahre 1890/91 siehe: Verwaltungsbericht der k. Ministerialabteilung f. d. Strassen- und Wasserbau f. d. Rechnungsjahre 1889/90 und 1890/91 1. Abt. Strassenbauwesen, Stuttgart 1892.

nommen wird. Jeder staatlichen Dampfwalze sind weiter 2 maschinenkundige Männer, ein Maschinenführer und ein Heizer zugeteilt, die den Eisenbahnwerkstätten entnommen werden. Die Überwachung der Unterhaltung der Walzen und der an ihnen vorzunehmenden Ausbesserungen ist den betreffenden Eisenbahn-Werkstätten-Vorständen, ebenso wie die Aufsicht über die Behandlung der Walzen während des Dienstes auf der Strasse übertragen. Die Unterhaltung und Ausbesserung der Walzen wird an der Eisenbahnwerkstätte besorgt. Unfälle, die der Bedienungsmannschaft während der Verwendung für den Dienst der Dampfwalze begegnen, hat die Strassenbauverwaltung zu vertreten, soweit dabei das Haftpflicht-Gesetz vom 7. Juni 1876 in Anwendung zu kommen hat. Die Pferdegestellung zur Bespannung der Reinigungsmaschinen und Giesswagen erfolgt meist im Kleinakkord. Die Handarbeiten zur Vorbereitung der Strassenfläche, zum Einbringen des Schotters und Deckmaterials, zum Wasserpumpen, sowie zur Wiederinstandsetzung des Strassenquerprofils nach Vollendung des Walzgeschäfts werden unter der Aufsicht und Mitarbeit der betreffenden Strassenwärter meist im Tagelohn bestellt. Als empfehlenswert hat sich endlich die Einrichtung erwiesen, bei der sämtliche, bei dem Dampfwalzen-Geschäfte vorkommenden Handarbeiten an eine wandernde Arbeitertruppe gegen jeweils zu regelnde Einheitssätze vergeben werden; es wurde beispielsweise bei Jurakalksteinen bezahlt:

Für die Vorbereitung der Strasse, nämlich Schlammabzug und Einhauen einer Kerbe als Widerlager für die Schotterlage	10 ₰ für 1 m Strasse;
für das Einbringen des Schotters von den Lagerplätzen in die Strasse, Aufbringen der Decklage, Schablonieren der übriggebliebenen Schotterhaufen	50 „ „ 1 cbm Schotter;
für das Füllen der Wasserfässer mittels Pumpen der Verwaltung, Einkehren des Wassers in die Fahrbahn	40 „ „ 1 „ Wasser;
Wiederherstellung des Strassenquerschnitts an Borden, Fusswegen, Banketten und Lagerplätzen . . .	10 „ „ 1 m Strasse.

Kleine Beihülfen bei vorüberfahrenden Fuhrwerken, sowie das Aufschlagen und Abnehmen des Schutzdaches für die Dampfwalze waren ohne weitere Vergütung zu leisten; dagegen lag der Bauverwaltung die Stellung sämtlicher Werkzeuge mit Ausnahme der Schaufeln ob.

Die Führung der Dampfwalzen ist durch eine ausführliche Bekanntmachung des Ministeriums des Innern vom 28. April 1886 geregelt worden.

Die Anzahl der in Benützung genommenen Dampfwalzen ist von Jahr zu Jahr gestiegen.

Nach Angabe des Verwaltungsberichts für die Rechnungsjahre 1889/90 und 1890/91 kamen in dieser Zeit neben 3 der k. Strassenbau-Verwaltung gehörenden, 6 von der Maschinenbau-Gesellschaft Heilbronn und 1 von der Stadtgemeinde Cannstadt gemietete Dampfwalzen zur Anwendung. Über die Leistungen derselben sind ausführliche Tabellen angegeben. Hiernach wurden im Jahre 1889/90 mit den staatlichen Dampfwalzen auf 135,171 km Staatsstrassen 27 432 cbm Material, mit den gemieteten Walzen auf 209,238 km Staatsstrassen 49 254 cbm Material, somit im ganzen auf **344,409** km Strasse **76 686** cbm Schotter eingewalzt.

Im Jahre 1890/91 betrug die Leistung der staatlichen Walzen bei 128,094 km Strassenlänge 25 818 cbm, die der gemieteten Walzen bei 257,208 km Länge 61 573 cbm Schotter, im ganzen wurden sonach in diesem Jahre auf **385,302** km Strasse **87 391** cbm Schotter eingewalzt. Im erstgenannten Jahre betrug der Aufwand auf das Walzen im ganzen bei den staatlichen Walzen 392 ℳ für 1 km Strasse, 11,5 ₰ für 1 qm gewalzter Fläche und 1,93 ℳ für 1 cbm Material, bei den gemieteten Walzen aber bezw. 551 ℳ, 13,7 ₰ und 2,34 ℳ und im Durchschnitte bezw. **489** ℳ, **13,0** ₰ und **2,19** ℳ. Im anderen Jahre stellte sich der Aufwand bei den staatlichen Walzen auf 407 ℳ 11,3 ₰ und 2,01 ℳ und bei den gemieteten Walzen auf 562 ℳ, 15,0 ₰ und 2,34 ℳ, im Durchschnitte also auf bezw. **510** ℳ, **13,8** ₰ und **2,25** ℳ.

Ausserdem wurden mit Pferdewalzen im Jahre 1889/90 auf 27,350 km Länge 3070 cbm und im Jahre 1890/91 auf 64,100 km Länge 3409 cbm eingewalzt. Der Aufwand hiefür betrug im ersten Jahre 234 ℳ/km, 8,6 ₰/qm, 2,08 ℳ/cbm, im andern Jahre 91 ℳ, bezw. 5,6 ₰ und 1,71 ℳ. Näheres über Einzelbeträge ist aus der auf Seite 382—383 stehenden, aus mehreren anderen herausgegriffenen Tabelle zu ersehen.

Nach den Angaben v. Leibbrand's wird in Württemberg als tägliche Leistung einer Dampfwalze von 14 t Gewicht

für Porphyr	20—40 cbm,	für Muschelkalk	50—80 cbm
„ Basalt	40—60 „	„ Jurakalk	40—60 „
„ Granit, Aplit u. dgl.	50 „	„ Gletscherkies	50 „
		„ Grubenkies	30—70 „

gerechnet und die Zahl der Walztage im Jahre durchschnittlich zu 180 angenommen.

Die württembergischen Walzarbeiten gaben auch Gelegenheit zur Vergleichung der Dampf- und Pferdewalzen hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit. Allerdings wurden keine besonderen Versuche hierüber angestellt, wobei die Decklagen unter übereinstimmenden Verhältnissen hinter einander bearbeitet worden wären und der verschiedene Festigkeitsgrad der Decke, wie er durch die eine und andere Walze zustande gebracht wird, durch länger dauernde Beobachtung der Abnützung rechnungsmässig gewürdigt worden wäre; im grossen Durchschnitt aber hat sich folgendes ergeben:

Die in 1 Stunde eingewalzte Geschlägsmenge betrug
bei hartem Schotter für die Pferdewalze 3,5 cbm,
„ „ Dampfwalze 4,25 „ , also 23 % mehr;
bei weichem Schotter für die Pferdewalze 4,5 cbm,
„ „ Dampfwalze 6,0 „ , also 33 % mehr.
Die Bewalzungskosten ohne die Handarbeiten betrugen
für 1 cbm harten Schotter bei der Pferdewalze 124 ₰,
„ „ Dampfwalze 98 „ , also 21 % weniger;
für 1 cbm weichen Schotter bei der Pferdewalze 82 ₰,
„ „ Dampfwalze 89 „ , also 12 % mehr.

Die Gesamtkosten der Bewalzung endlich, einschliesslich aller zugehörigen, insbesondere der Hand-Arbeiten betrugen
für 1 cbm harten Schotter bei der Pferdewalze 300 ₰,
„ „ Dampfwalze 280 „ , also 7 % weniger;
für 1 cbm weichen Schotter für die Pferdewalze 189 ₰,
„ „ Dampfwalze 195 „ , also 3 % mehr.

Werden nicht alle, unter sehr verschiedenen Verhältnissen erhaltenen Zahlen zusammengefasst, sondern nur einzelne gleichartige Strecken herausgegriffen, so findet man

dass die Leistung der Dampfwalze bei hartem Geschläg 21 %
„ weichem „ 41 %
grösser ist als bei Verwendung von Pferdewalzen,
und dass die Kosten für 1 cbm fertiggewalzten Materials bei hartem Geschläg 36 %
„ weichem „ 31 %
bei Dampfwalzen kleiner sind als bei Pferdewalzen.

Dazu ist noch zu bemerken, dass die durch Dampfwalzen gedichtete Fahrbahn eine entschieden grössere Festigkeit als die mit Pferdewalzen behandelte aufweist.

Strassenwalzung in Sachsen.

In Sachsen wurde die erste Dampfstrassenwalze, und zwar eine von 11,15 t aus der Fabrik von Aveling & Porter in Rochester, im Jahre 1879 seitens der staatlichen Strassenbauverwaltuug im Chaussee-Inspektionsbezirke Leipzig in Benutzung genommen. Ihr folgte 1881 eine zweite in den Bezirken Dresden und Pirna. Eine vergleichende Zusammenstellung der bis zum Jahre 1884 erzielten Leistungen und Betriebskosten dieser Dampfwalzen und gleichzeitig verwendeter Pferdewalzen hat Chausseeinspektor Michael[1]) veröffentlicht. Als wesentliche Vorteile, welche die Dampfwalze der Pferdewalze gegenüber gewähre, gibt er folgende an:

1. Grössere und billigere Leistung;
2. Verminderung der Dauer der Verkehrsbelästigungen bei Ergänzung der Fahrbahnversteinung;
3. Wegfall der beim Gebrauche der gewöhnlichen Pferdewalze durch die Pferde verursachten Auflockerungen und Hufspuren, infolge dessen
   a) Erlangung von Fahrbahnen mit grösserer Gleichmässigkeit, Glätte und Festigkeit, daher
   b) Verminderung des Verbrauchs an Schottermaterial wegen geringerer Abnützung der glatten Bahn, und
   c) Ermässigung des von den Zugtieren bei der Beförderung der Wagen zu überwindenden Widerstandes, also Schonung der Wagen und Pferde.

---

[1]) Michael, Über Ergebnisse der Benützung Aveling'scher Dampfwalzen, Der Zivilingenieur, 1884, S. 51.

Bezüglich der Gefährdung des Verkehrs durch den Betrieb von Dampfwalzen haben auch hier die Beobachtungen Günstiges ergeben.

Strassenwalzung im Regierungsbezirk Wiesbaden

Sehr bemerkenswert sind auch die im Regierungsbezirke Wiesbaden mit Dampf- und Pferdewalzen gemachten Erfahrungen. Die dortigen, unter ständischer Verwaltung stehenden Landstrassen haben nur eine Länge von 1100 km; man zog deshalb (1882) vor, statt eine Dampfwalze anzukaufen, eine solche auf dem Wege der Ausschreibung mietweise zu erlangen [1]. Nach dem auf 6 Jahre abgeschlossenen Vertrag sollte der Unternehmer bei einer jährlichen Leistung von 4500—9000 cbm erhalten:

a) Für eine Stunde wirklicher Arbeitszeit der Walze nach Massgabe besonderer Bestimmungen [2]) 3 ℳ, mit Ausnahme des im ersten Vertragsjahre ausgeführten Walzens, wofür 3,50 ℳ/St. gewährt wurden.

b) Für jedes cbm Steinmaterial, in unzerschlagenem Zustande gemessen, mit Ausnahme jedweden Bindematerials, jedoch einschliesslich des beim Sieben der Decksteine sich ergebenden Gruses und Steinmehls einen Zuschlag von 0,25 ℳ (im ersten Vertragsjahre 0,30 ℳ).

c) Für die Beförderung der Walze von einer Arbeitsstrecke zur andern nach Massgabe der besonderen Bestimmungen 1 ℳ für jedes Kilometer der anrechnungsfähigen Zwischen-Beförderung.

In den Jahren 1882—1884 stand eine aus Rochester stammende Dampfwalze von 12,5 t Dienstgewicht im Betrieb, daneben die sonst üblichen Pferdewalzen. Über die dabei erzielten Ergebnisse sind 2 ausführliche Zusammenstellungen auf S. 342 und 343 der angezogenen Abhandlung zu finden.

Hiernach betrug in gleicher Zeit die Leistung der Dampfwalze
bei Hartbasalt-Schotter das 1,34 fache der Leistung der Pferdewalzen,
„ weichen Gesteinsarten „ 1,12 „ „ „ „ „

Der Kostenaufwand lediglich für die Bewegung der betreffenden Walzen behufs Dichtung stellte sich
für 1 cbm Hartbasalt zu 1,17 ℳ bei Dampf-, zu 1,66 ℳ bei Pferdewalzen
„ 1 „ weiches Gestein „ 1,22 „ „ „ 1,26 „ „ „

Um sodann annähernd zu ermitteln, wie oft die in einer Breite von rund 1,90 m die Steinbahn treffende Dampfwalze jede Stelle der letzteren bis zur völligen Dichtung der Schüttung bei verschiedener Dicke derselben hat treffen müssen, ist eine Geschwindigkeit von 0,5 m/Sek. für die arbeitende Dampfwalze angenommen worden. Unter dieser Annahme ergaben sich

1.	bei mittlerer Deckenstärke von	30 mm	33 Walzenübergänge
2.	„ „ „ „	40 „	36 „
3.	„ „ „ „	50 „	44 „
4.	„ „ „ „	60 „	52 „
5.	„ „ „ „	70 „	60 „
6.	„ „ „ „	80 „	68 „
7.	„ „ „ „	100 „	100 „
8.	„ „ „ „	115 „	143 „

Da die erforderliche Zahl der Walzenübergänge bei mittleren Deckenstärken von über 80 mm sich unverhältnismässig rasch steigert, so ist die Schlussfolgerung berechtigt, dass in

1) Voiges, Das Walzen der Chausseen mit Pferdewalzen und Dampfwalzen, Deutsche Bauzeitung, 1884, S. 329, 341.

2) Die besonderen Bestimmungen lauteten insbesondere dahin, dass für die täglich notwendige Beförderung der Walze von und nach den zur nächtlichen Aufstellung dienenden Plätzen bis zur Arbeitsstelle und zurück ebensowenig etwas bezahlt werde, wie für die Frühstücks-, Mittags- und Vesperpausen. Dagegen werde bei Berechnung der zu vergütenden Arbeitszeit ein etwaiger Aufenthalt zum Zwecke der Einnahme von Speisewasser, insoweit solche an der Arbeitsstelle stattfinde, nicht in Abzug gebracht. Auch sollen die Transporte der Walze von einer zu deckenden Strassenstrecke zur anderen, nicht mit ihr unmittelbar zusammenhängenden Strecke, für jedes Kilometer des deshalb von Mitte der einen bis zur Mitte der anderen Arbeitsstrecke zurückzulegenden nächsten Weges vergütet werden, sobald die Entfernung von Mitte zu Mitte der in unmittelbarer Aufeinanderfolge zu walzenden Strecken mehr als je 2 km betrage. Hierbei werden überschiessende Längen unter 500 m gar nicht, solche von 500 m und darüber für ein volles Kilometer gerechnet.

den vorliegenden Fällen die Dampfwalze bei Deckenstärken von etwa 80 mm am vorteilhaftesten arbeitete.

Zuverlässiger, weil aus einer grösseren Zahl von Beobachtungen abgeleitet, sind die im Jahre 1886 veröffentlichten Angaben[1]). Dieselben sind aus sämtlichen, bis zum Schlusse 1885 ausgeführten Arbeiten gezogen, nachdem im September 1884 von dem bisherigen Unternehmer unter den gleichen Bedingungen wie früher neben der 12,5 t schweren englischen Dampfwalze noch eine andere, von Kuhn in Berg bezogene und ungefähr 17,5 t wiegende Walze in Betrieb gesetzt und im ganzen 17019 cbm Schotter mit Pferde- und 22658 cbm mit Dampfwalzen gedichtet worden waren. Dabei wurden unter anderem die verschiedenen Arbeitsstrecken nach ihren Steigungs- und Verkehrsverhältnissen in Gruppen vereinigt und für jede Gruppe ein Vergleich zwischen Dampf- und Pferdewalzen gezogen. Näheres hierüber ist in der angezogenen Veröffentlichung nachzusehen. Wenn aus diesen Vergleichen auch hervorgeht, dass die Dampfwalzen nicht unter allen Umständen billiger wie die Pferdewalzen arbeiten, so wird doch mit Bestimmtheit angenommen, dass die mit Dampfwalzen gedichteten Fahrbahnen im allgemeinen haltbarer sein werden als die unter gleichen Verhältnissen mittels Pferdewalzen befestigten Decklagen. Sicher sei, dass auf ersteren auch ohne Anwendung der lästigen Sperrsteine Gleisbildungen und nennenswerte Mengen von Rollsteinen nirgends wahrgenommen wurden und dass die Wasserdurchlässigkeit infolge grösserer Dichtigkeit der mit Dampf gewalzten Decken ungleich geringer sei, als bei den mit Pferdewalzen behandelten Decken. Vorerst würden im Regierungsbezirke Wiesbaden folgende Regeln für das Walzen der Strassen eingehalten:

1. Über 100 mm starke Decklagen werden überall tunlich vermieden.

2. Decklagen von über 70 mm Stärke aus Hartbasalt werden, wenn tunlich, mit der Dampfwalze gedichtet.

3. Es ist wichtig, die Oberfläche der mit einer neuen Decklage zu versehenden Strasse durch Ausfüllung der Vertiefungen und Abhauen von Erhöhungen so umzugestalten, dass die neue Decklage in gleichen Breitenstreifen möglicht gleiche Stärke erhält.

4. Bei weicheren, der Zerdrückung leicht ausgesetzten Gesteinsarten, namentlich wenn dieselben in Schüttungen von unter 70 mm Stärke zur Verwendung gelangen müssen ebenso bei Strassen mit nassem oder quelligem Untergrunde wird von dem Gebrauche der Dampfwalzen abgesehen.

5. Bei künstlicher Annässung der zu walzenden Schüttung ist grosse Sorgfalt zu verwenden, damit eine Erweichung des Untergrundes vermieden wird.

Eine dritte Abhandlung[2]) über die im Regierungsbezirke Wiesbaden ausgeführten Walzarbeiten behandelt den Zeitraum 1886—1888.

1. Bei den in dieser Zeit durch Pferdewalzen eingewalzten 3697 cbm Hartbasalt (die Bruchsteine vor dem Kleinschlagen gemessen, das Kleingeschläg nimmt ungefähr um 10 % mehr Raum ein) hat sich ein Durchschnittssatz von 99 ₰ für 1 cbm lediglich an Walzungskosten ergeben, welcher sich mit Rücksicht auf Tilgung der Anschaffungskosten der Walzen und auf deren jährliche Unterhaltungskosten auf 110 ₰ erhöht. Hierbei betrug die mittlere Breite der neugedeckten Bahnen 4,97 m, die mittlere Schüttungsstärke 60 mm, der Durchschnitt der täglichen Arbeitsstunden 9,3, die Zahl der in 1 St. wirklicher Arbeitszeit eingewalzten Basaltmengen 3,3 cbm, die Kosten der Walzung für 1 St. wirklicher Arbeitszeit 3,26 ℳ und die Durchschnittskosten für 1 Pferdetag 5,16 ℳ.

2. Die Walzungskosten, welche der Verwaltung durch das Dichten von 23354 cbm Hartbasalt-Bruchsteinen durch gemietete Dampfwalzen erwuchsen, betrugen im Durchschnitt 122 ₰ für 1 cbm. Die mittlere Steinbahnbreite war dabei 5,1 m, die mittlere Schüttungsstärke 81 mm, der Durchschnitt der täglichen Arbeitsstunden 10,4, die Zahl der in 1 St. wirklicher Arbeitszeit eingewalzten Basaltmenge 3,70 cbm, die Walzungskosten für 1 St. 4,50 ℳ.

3. Die Kosten der mit Pferdewalzen ausgeführten Einwalzung von 7503 cbm minderwertiger Gesteine (Grauwacke, Porphyr, Taunus-Quarzit und Kieselschiefer) stellen sich im Durchschnitt auf 97 ₰ für 1 cbm Bruchstein, und mit Berücksichtigung der Anschaffung und Unterhaltung der Walzen auf 106 ₰. Hierbei war die mittlere Breite der eingewalzten Decken 4,6 m, ihre mittlere Stärke 46 mm, der Durchschnitt der täglichen Arbeitsstunden 9,7, die Zahl der in 1 St. wirklicher Arbeitszeit eingewalzten Menge 3,61 cbm. Die Kosten der Walzung für 1 St. betrugen 3,34 ℳ und diejenigen für 1 Pferdetag im Durchschnitt 5,88 ℳ.

4. Die der Verwaltung durch das Einwalzen von 26695 cbm minderwertiger Bruchsteine mittels gemieteter Dampfwalzen entstandenen Kosten betrugen im Durchschnitt

---

[1]) Voiges, Das Walzen der Chausseen mit Pferdewalzen und Dampfwalzen, Deutsche Bauzeitung 1886, S. 161, 170.

[2]) Voiges, Das Walzen der Chausseen mit Pferde- und Dampfwalzen, Deutsche Bauzeitung 1888, S. 602.

... ₰ für 1 cbm. Es war dabei die mittlere Deckenbreite 5,3 m, die mittlere Deckenstärke 87 mm, die mittlere Zahl der täglichen Arbeitsstunden 10,4. In 1 St. wurden durchschnittlich 4,10 cbm eingewalzt. Die Kosten von 1 St. wirklicher Arbeitszeit bezifferten sich auf 4,38 ℳ.

Aus vorstehendem ergibt sich, dass die in den Jahren 1886—1888 beim Einwalzen von 61 249 cbm Bruchstein gezahlten Preise niedriger waren als die bis zum Schlusse 1885 erwachsenen; es wurden nämlich

1. bei Verwendung von Pferdewalzen
   für 1 cbm Basalt um 47 ₰
   für 1 cbm minderwertiges Gestein um 13 ₰ weniger,
2. bei Verwendung von Dampfwalzen
   für 1 cbm Basalt um 2 ₰
   für 1 cbm minderwertiges Gestein um 14 ₰ weniger

ausgegeben.

Die geringeren Beträge der Pferdewalzung erklären sich aus den wesentlich geringeren Geldbeträgen, welche in den letzten Jahren für die Gespanne gefordert wurden, während die Kostenminderung bei Dampfwalzen lediglich auf die durch Übung erworbene grössere Geschicklichkeit des bei der Herstellung und dem Einwalzen der neuen Decken beschäftigten Aufsichts- und Arbeiterpersonals zurückgeführt wird.

Schliesslich mag noch bemerkt werden, dass in den Berichtsjahren drei Dampfwalzen benützt wurden:

a) eine 10 t schwere Walze von Aveling & Porter in Rochester,
b) „ 15 t „ „ „ „
c) „ 18 t „ „ von Kuhn.

Die Unternehmer erhielten vertragsmässig für Inbetriebstellung
der Walze a während 1 St. wirklicher Arbeitszeit 3 ℳ, und für 1 cbm eingewalzten Schotter, als Bruchstein gemessen, 25 ₰,
der Walze b 3,20 ℳ, bezw. 27 ₰,
„ „ c 3,50 ℳ, „ 30 ₰;
für Zwischentransporte überall 1 ℳ für 1 km Weglänge.

Die Walze a ist zum Einwalzen von Hartbasalt nur ausnahmsweise benützt worden, hat aber beim Einwalzen minderwertiger Gesteine in 1 St. als geringste Leistung 3,32 cbm, als höchste 4,50 cbm, im Durchschnitt 3,81 cbm gedichtet.

Die Walze b hat als geringste stündliche Leistung bei Basalt 3,08 cbm, als höchste 5,82 cbm, im Mittel 3,82 cbm gedichtet, während deren stündliche Leistung bei minderwertigen Gesteinen zwischen 3,90 und 8,42 cbm geschwankt und im Mittel 4,14 cbm betragen hat. Im ganzen Durchschnitt betrug die stündliche Leistung dieser für die damaligen Verhältnisse am besten passenden Maschine 4,10 cbm.

Die Walze c dichtete bei Basalt stündlich zwischen 2,34 und 4,70 cbm, im Mittel 3,56 cbm, bei minderwertigem Gestein zwischen 5,31 und 5,93, im Mittel 5,39 cbm, im ganzen Durchschnitt 3,60 cbm. Hierbei ist zu bemerken, dass diese Walze nur bei starken Basaltdecken auf Strassen mit ebenso lebhaftem, als schwerem Verkehr in Tätigkeit war, wodurch ihre geringe Durchschnittsleistung in 1 St. mit herbeigeführt wurde. Das Einwalzen von 1 cbm minderwertiger Gesteine kostet also bei der Walze a und b je 104 ₰, bei Walze c nur 95 ₰, während dieser Preis für 1 cbm Hartbasalt bei Walze b auf 115 ₰ und bei Walze c sogar auf 128 ₰ stieg.

Strassenwalzung in Bayern.

Bei Unterhaltung der Staatsstrassen in Bayern stehen ebenfalls seit einer Reihe von Jahren Dampfstrassenwalzen in Verwendung[1]). Beim Umbau der Staatsstrasse Nr. 87 zwischen Tegernsee und Kreuth z. B. wurde eine Dampfwalze französischer Anordnung (Nr. 1715) aus der Maschinenfabrik von J. A. Maffei in München benützt. Jeder ihrer beiden Walzenzylinder hatte bei einer Breite von 1,4 m auch 1,4 m Durchmesser. Die Maschine besass bei einer Grösstbreite von 2,37 m und einer Gesamtlänge von 5,5 m ein Leergewicht von 15,3 t, das bei einem Wasservorrat von 1 cbm und mit den Kohlen den Wert von 17,5 t erreichte. Mit dieser Walze konnten Strassenbögen von 10,5 m Halbmesser befahren werden; die Kosten der Walze samt allem Zubehör hatten, Bahnhof München, 18100 ℳ betragen.

Auf der genannten Strasse wurden eingewalzt:

---

[1]) Nach freundlichst erteilten Aufschlüssen seitens der K. Obersten Baubehörde in München.

1. auf einer 460 m langen Strecke von 2300 qm Oberfläche 156 cbm Basaltgeschläg von 3,5 cm Korngrösse in einer durchschnittlichen Schüttungshöhe von 0,068 m. Hiezu waren 6 Tage Walzarbeit erforderlich;

2. auf einer im Jahre 1894 umgebauten, jedoch nicht vollständig beschotterten Strecke von 493,5 qm Fläche 70 cbm Kalksteingeschläg von 4 cm Seitenlänge der Brocken in einer Schichte von 0,142 mittlerer Dicke in 2 Tagen;

3. auf einer umzubauenden Strecke von 7270,9 qm Grösse 1426,5 cbm desselben Kalkstein-Kleingeschlägs mit der Durchschnittshöhe von 0,196 m in 39,5 Tagen. Von der genannten Fläche wurden nur 880 qm, soweit nämlich die neue Decke unmittelbar auf die alte Fahrbahn zu liegen kam, ohne Grundbau hergestellt, im übrigen musste ein 0,18 m hoher Grundbau aus Bruchsteinen ausgeführt werden. Die durchschnittlichen Kosten des Walzenbetriebes während des 10stündigen Arbeitstages waren zu 57,55 ℳ festgestellt worden; die Gesamtkosten der 3 Strecken ergaben sich folgendermassen:

Tabelle 61.

	Kostenbetrag							
	im Ganzen		für 1 m Strassenlänge		für 1 qm Fahrbahn		für 1 cbm Geschläg	
	ℳ	₰	ℳ	₰	ℳ	₰	ℳ	₰
1. Strecke a) Walzarbeit	345	30		75,0		15,0	2	21,3
b) Aufsanden	107	22		23,3		4,7		68,7
c) Wasserlieferung	128	80		28,0		5,6		82,5
	581	32	1	26,3		25,3	3	72,5
2. Strecke a) Walzarbeit	115	10	1	9,6		23,3	1	64,4
b) Aufsanden	26	—		24,8		5,3		37,1
c) Wasserlieferung	37	60		35,8		7,6		53,7
	178	70	1	70,2		36,2	2	55,2
3. Strecke a) Walzarbeit	2273	23	1	46,9		31,3	1	59,3
b) Aufsanden	523	80		33,8		7,2		36,7
c) Wasserlieferung	841	60		54,4		11,5		59,0
	3638	63	2	35,1		50,0	2	55,0

Bei Befestigung der 6,8 cm starken Basaltdecke (1. Strassenstrecke) ergab sich nur eine tägliche Leistungsfähigkeit der Walze von 26 cbm, was der grossen Härte des Materials zugeschrieben wird. Die Leistungsfähigkeit der Walze bei Befestigung der 18 bis 20 cm starken Decke aus Kalksteingeschläg auf 18 cm hohem Grundbau (3. Strassenstrecke) stellte sich mit 36 cbm für den Tag annähernd ebenso hoch wie bei den im Jahre 1894 ausgeführten entsprechenden Arbeiten, doch sind die Einheitskosten wegen Verteilung der Transport- und Reparaturkosten auf eine grössere Gesamtleistung im Jahre 1895 etwas niedriger geworden.

Einen ungünstigen Einfluss auf die Kosten der Walzarbeiten hatte der Umstand ausgeübt, dass die Walzung ausgeführt werden musste, während auf der Strasse ein starker Fuhrwerksverkehr stattfand, wodurch grosse Zeitverluste und immer wieder Auflockerung der noch nicht vollständig befestigten Decke verursacht wurde.

In einem anderen Berichte des k. Strassen- und Flussbauamtes Rosenheim vom 30. November 1898 findet sich folgende Kostenzusammenstellung:

Tabelle 62.

Kosten der Einwalzung für 1 cbm gedichteten Deckmaterials.

Zeit	Weiches Material				Hartes und weiches Material				Bemerkungen
	Auf neu hergestelltem Grundbau		Auf bestehender Strasse		Auf neu hergestelltem Grundbau		Auf bestehender Strasse		
	Walzenbetrieb	Sand- u. Wasser-Lieferung	Walzenbetrieb	Sand- u. Wasser-Lieferung	Walzenbetrieb	Sand- u. Wasser-Lieferung	Walzenbetrieb	Sand- u. Wasser-Lieferung	
	1. Maffei'sche Dampfwalze (franz. Anordnung) Nr. 1715.								
1894	2,10	0,98	1,42	0,56	—	—	—	—	[1]) Nur Basalt.
1895	1,59	0,96	1,64	0,91	—	—	2,21 [1])	1,51	[2]) Basalt mit Unterlage v. Kalksteingeschläg.
1897	1,77	1,49	1,39	1,00	—	—	2,35 [2])	1,48	
1897	—	—	1,45	1,65	—	—	3,43 [1])	3,02	
	2. Dampfwalze von Aveling & Porter.								
1898	0,73	1,12	—	—	1,65 [2])	2,72	1,50 [1])	*	* Die Kosten für Sand und Wasser sind noch nicht zusammengestellt.

Der tägliche Kohlenverbrauch betrug bei der Maffei'schen Walze durchschnittlich 9,3 Ztr.

Der tägliche Kohlenverbrauch betrug bei der Walze von Aveling und Porter durchschnittlich 4,7 Ztr.

Die englische Dampfwalze hatte ein Dienstgewicht von 13 t, wovon 7,8 t auf die Triebwalzen und 5,2 t auf die Lenkwalzen trafen, die Breite einer Triebwalze betrug 0,41, die einer Lenkwalze 0,61 m.

Die Leistungsfähigkeit der beiden Walzen wurde folgendermassen gefunden:

Tabelle 63.

Leistungsfähigkeit der Dampfwalzen in 1 Tag zu 10 Arbeitsstunden.

Zeit	Weiches Deckmaterial		Hartes und weiches Deckmaterial		Bemerkungen
	Auf neu hergestelltem Grundbau bei 16 bis 23 cm Schüttungshöhe cbm	Auf bestehender Strasse bei 10 bis 14 cm Schüttungshöhe cbm	Auf neu hergestelltem Grundbau cbm	Auf bestehender Strasse cbm	
	1. Maffei'sche Dampfwalze (Nr. 1715).				
1894	35,2 K	51,7 K	—	—	
1895	36,1 K	35 K	—	26 B [1])	[1]) 7 cm hohe Schüttung.
1897	28 D	36 D	—	12 K 9,1 B 21,1 [2])	[2]) Gesamthöhe der Schüttung 16 cm.
1897	—	34,4 D	—	14,4 B [3])	[3]) 5 cm hohe Schüttung und sehr starker Verkehr.
	2. Aveling & Porter'sche Walze, geliefert von Jakob Becker.				
1898	33,9 D	—	7,41 K 7,56 B 14,97 [4])	16,5 B [1])	[4]) Gesamthöhe der Schüttung 16 cm. Schlechter Untergrund.

K = Wettersteinkalk, und zwar Tegernseer Marmor in den Jahren 1894—1897 und Fischbacher Kalkstein im Jahre 1898.
D = Hauptdolomit aus dem Bruche in Brunnbühl.
B = Basalt aus der Oberpfalz.

Demnach stellte sich die Leistungsfähigkeit der beiden Walzen annähernd gleich, dagegen erwies sich die Standfestigkeit der englischen Walze besser als die der französischen Walze, auch bestand ein Unterschied darin, dass mit der Maffei'schen Walze die ganze Aufschüttung auf einmal gewalzt werden konnte, während bei der englischen Walze die Dichtung in einzelnen Lagen von 5 bis 7 cm Stärke vorgenommen werden musste, ein Umstand, der durch die Verschiedenheit der Druckrichtung bei den Trieb- und Lenkwalzen begründet sei, jedoch für die Gesamtleistung keine Nachteile habe. Ausserdem wird in dem Berichte bemerkt, dass die Kegelform der Triebwalze bei der englischen Dampfwalze zweckmässig befunden worden sei, ebenso wie die geringere, durch sie veranlasste Belastung der Brücken. Lobend wird endlich der Umstand hervorgehoben, dass die Walze englischer Anordnung ein als Riemenscheibe eingerichtetes Schwungrad besitze, so dass sie auch als Betriebsmotor verwendet werden könne.

Von Interesse ist auch die Tabelle S. 392 u. 393.

Ende 1901 hatten die k. Strassen- und Flussbauämter in Bayern 37 Pferdewalzen von ungefähr 5 t Dienstgewicht und 15 Dampfwalzen von 11 bis 18 t Dienstgewicht in Benützung[1]). Im Jahre 1902 hatte die Maschinenfabrik von J. A. Maffei in München 3 Dampfwalzen englischer Anordnung mit einem Dienstgewicht von 13 bis 13,5 t für die Staatsverwaltung geliefert.

Strassenwalzung in der Rheinprovinz.

Auf den Provinzialstrassen in der Rheinprovinz wurde im Herbst 1885 die erste Dampfwalze englischer Anordnung von 18 t Gewicht in Verwendung genommen, sodann Walzen nach der Dreling'schen Anordnung[2]). Über Durchschnittsleistungen der letzteren bei Einwalzung von Hartbasalt sind verschiedene Zahlen gewonnen worden, die an dieser Stelle angegeben werden sollen. Von Interesse dabei ist die Gegenüberstellung der Leistungsgrösse und des spezifischen Druckes der Triebwalzen, welch letzterer so wichtig für die Erzielung möglichst weitgehender Dichtung in jedem Falle ist.

Es haben fertig eingewalzt für die reine Arbeitsstunde an Basalt:

1.	Die Kuhn'schen Walzen mit	110	kg spezif. Druck der Triebräder	3,5 cbm
2.	Die Krauss'schen „ „	125—150	„ „ „ „ „	3,9 „
3.	Die Fowler'schen „ „	85	„ „ „ „ „	3,8 „
4.	Die Fowler'schen „ „	100	„ „ „ „ „	3,4 „
5.	Die kleine Dreling'sche Walze mit	100	„ „ „ „ „	4,5 „
6.	Die grosse „ „ „	120	„ „ „ „ „	5,3 „

Man darf hiebei aber nicht übersehen, dass diese Angaben Durchschnitts-Ergebnisse darstellen, die unter den allerverschiedensten Verhältnissen erzielt worden sind, so dass die Grösst- und Kleinst-Leistung ziemlich erheblich von der Durchschnittsleistung abweichen. Noch mögen einige Angaben als Beweis dafür hier Platz finden, wie verschieden die Leistung einer und derselben Walze bei verschiedenen Materialarten ist. Im Jahre 1892 verarbeitete eine und dieselbe Kuhn'sche Walze in der Arbeitsstunde 3,7 cbm Basalt, 3,1 cbm Grauwacke, 4,9 cbm Quarzit, 5,4 cbm Kalk, 3,8 cbm Moselwacken, 4,9 cbm Saarwacken und 5 cbm Basaltlava.

Strassenwalzung in Frankreich.

Auch einige französische Erfahrungen mit Dampfwalzen sind bekannt geworden, und zwar aus dem Allier-Département, wo man im Jahre 1888 grössere Summen für Strassenverbesserungen ausgeworfen hatte[3]).

Mit einer englischen Walze von Aveling & Porter wurde in einem Jahre an 212,25 Tagen gearbeitet, 19,50 Tage trafen auf Leerfahrten und an 133,25

---

1) Bericht über die 217. Sitzung der Kammer der Abgeordneten vom 13. Dezember 1901, S. 96.

2) Siehe S. 378.

3) Dupin, Ing. d. p. et ch., Note sur le cylindrage des chaussées à la vapeur, Ann. d. ponts et chauss., 1892, 2. Sem, p. 402. Ein eingehender Bericht hierüber findet sich in der Zeitschrift f. Transportw. und Strassenbau 1894, S. 193, 209, 225, 243, 257, 273.

Tabelle

Zusammenstellung verschiedener

Nr.	Bauamt	Liefernde Firma	Anschaffungs-Kosten ℳ	Dienstgewicht kg	Tägliche Leistung bei 10-stünd. Arbeit cbm	Täglicher Koaks- oder Kohlen-Verbrauch kg	Bedienungs-Mannschaft
1.	Stadtbauamt Fürth	Aveling u. Porter in Rochester	11400	13000	40	Koaks 305	1 Maschinist 1 Putzer
2.	Stadtbauamt Nürnberg	Maschinenbau-Aktiengesellschaft Heilbronn	11692	15200	45	Koaks 300	2 Maschinisten abwechselnd
3.	Stadtbauamt Erlangen	John Fowler, Magdeburg	13900	12000	40	Koaks 150	1 Maschinist
4.	Strassen- u. Flussbauamt Bamberg	"	16230	17600	45	Braunkohlen 350	1 Maschinist
5.	K. Strassen- und Flussbauamt Regensburg	v. Maffei, München	20000	18900	30	Glanzkohlen 425	1 Maschinist 1 Heizer
6.	K. Strassen- und Flussbauamt Speyer	"	18100	18900	60	450	1 Maschinist 1 Heizer
7.	K. Strassen- und Flussbauamt Nürnberg	Kuhn, Stuttgart	Nach 5 jähr. Gebrauch 9000	15000	Basalt 45 Kalk 65	550	1 Maschinist 1 Heizer
8.	K. Strassen- und Flussbauamt Nürnberg	Maschinenbaugesellschaft Heilbronn	11500	15000	45	300	2 Maschinisten abwechselnd

Tagen war Ruhezeit; von letzterer trafen 50 auf die Zeit von Dezember bis Februar, die Sonn- und Feiertage beliefen sich auf etwa 55.

Die tägliche Durchschnittsleistung betrug 42 cbm, die grösste Leistung stieg unter besonders günstigen Umständen bis 80 cbm, während die Leistung bei sehr hartem, wenig bindenden Material in trockener Jahreszeit bei starkem Verkehr (wie in Städten) bis auf 15 bis 20 cbm herabsank. Die Gesamtkosten für 1 cbm fertiger Strassenbeschotterung, und zwar für Walzen, Begiessen, Beschaffen von Bindematerial, einschliesslich der Handleistungen schwankten zwischen 3,44 und 1,18 fr. je nach der Härte des Schotters und je nach der Schwierigkeit der Beschaffung von Wasser und Sand. Die Triebwalzen hielten beiläufig 21 Monate aus, während welcher Zeit 14878 cbm unter Zurücklegung einer Wegstrecke von 7755,4 km und 532,4 km bei Leerfahrten eingewalzt

64.
Dampfwalzen.

In Verwendung seit	jährlich im Durchschnitt Tage	Jährliche Reparatur-Kosten ℳ	Steuerung	Gang und Geräusch der Maschine	Zylinder	Bemerkungen.
1901	noch nicht bestimmbar		Handsteuerung	Ruhig und gering	Einfach	Funktioniert tadellos, leicht und sicher lenkbar.
1898	160	150	„	„	„	Leicht und sicher lenkbar.
1894	160	150	„	„	Compound	Wie vor.
1901	noch nicht bestimmbar		„	„	„	Wie vor; in Steigungen bis zu 10% doppelte Fahrgeschwindigkeit. Vordergabellagerung ungünstig.
1896	60	250	„	„	2 einfache Zylinder	Mit Vorsicht lenkbar; da Schwerpunkt sehr hoch, ist Gefahr des Umfallens gegeben.
1896	108	1901 3500	Dampfsteuerung	„	„	Schwierig lenkbar; sonst wie vor.
1890	150	7jähriger Durchschnitt 1800 ℳ	„	Starkes Geräusch	Einfach	Gut lenkbar. Steuerung erfordert viele Reparaturen.
1896	200	nicht bekannt	Handsteuerung	Ruhig und gering	Einfach	Leicht und sicher lenkbar. Doppeltes Vorgelege für zweierlei Geschwindigkeiten.

wurden. Die Wandstärke dieser Walzen von ursprünglich 0,062 m war an einzelnen Stellen bis auf 0,024 m vermindert, im ganzen betrug sie nur noch 0,036 m innen und 0,033 m aussen, im Mittel 0,0345 m; das Gewicht des Walzenpaares hatte sich von 3100 auf 1700 kg vermindert.

Weiteres, namentlich über den Gebrauch der Dampfwalzen, mag aus der Abhandlung selbst entnommen werden.

Das Verfahren beim Walzen der Strassen.

Bevor mit dem Einbringen des Schotters begonnen wird, zieht man Schlamm oder Staub von der zu beschotternden Fläche sorgfältig ab, stellt zu beiden Seiten derselben 75 mm tiefe Widerlagsflächen durch Einhauen her und sorgt dafür, dass die einzubringende Schotterlage eine möglichst gleiche

Stärke erhält, indem man etwaige Schlaglöcher oder Radspuren für sich mit Schotter auffüllt und einigermassen festwalzt, Erhöhungen aber mit dem Pickel beseitigt. Alsdann wird der Schotter mit einer entsprechenden Überhöhung unter Benützung von Schablonen aufgetragen.

Die Länge der im Zusammenhange zu dichtenden Fläche richtet sich nach der Art der in Anwendung zu bringenden Walze. Bei Pferdewalzen ist dieselbe viel beträchtlicher zu wählen, als bei Dampfwalzen, mit Rücksicht auf die ziemlich grossen Zeitverluste beim Umspannen der Pferde; die hannoversche technische Anweisung gibt für diesen Fall als Grenzwerte einer zweckmässigen Länge 350 und 700 m an, die bei Walzen mit Drehdeichsel oder verwandter Einrichtung allerdings vermindert werden könnten. Viel kürzer aber können die zu dichtenden Flächen bei Verwendung von Dampfwalzen genommen werden, nämlich ganz wie es die Verkehrsverhältnisse oder die Leistungsfähigkeit der Walze als wünschenswert erscheinen lassen. Als passende Geschwindigkeit der Pferdewalzen gilt im allgemeinen 0,5—0,8 m, und es wird dieser den Pferden zusagende Wert auch für die Dampfwalzen beibehalten, da die Vorgänge bei dem Dichtwerden der Steindecke eine Erhöhung der Geschwindigkeit nicht wohl gestatten. Die bei Beginn der Arbeit eingehaltene Geschwindigkeit 0,5 m wird allmählich auf 0,8 m gesteigert. Die grossen Bewegungswiderstände auf frisch geschütteten, starken Schotterdecken geben Veranlassung, bei Verwendung von Pferdewalzen die Dichtung mit unbelasteten Walzen zu beginnen und deren Gewicht nach und nach durch Belastung zu steigern, so dass auch die Bespannung während der ganzen Arbeit, wenigstens auf wagrechten oder nur schwach geneigten Strecken, dieselbe bleiben kann. Dampfwalzen sind gewöhnlich nicht zur künstlichen Belastung eingerichtet, so dass man, wenn eine Gewichtsänderung während der Walzung ausgeführt werden soll, mit Maschinen verschiedenen Gewichtes nacheinander arbeiten muss. Eine solche Änderung während einer Walzung ist jedoch bei Dampfwalzen nicht notwendig, wenn nicht etwa wegen einer sehr bedeutenden Höhe der Decklage. Dagegen ist, wie früher besprochen worden, im allgemeinen für jede Art von Steingeschläg auch ein besonderer Wert des spezifischen Druckes der Walzenzylinder erwünscht, der sich für eine vorliegende Maschine nur durch besondere Belastung derselben erzielen lässt. Unter diesem Druck erreicht die betreffende Decke nach einer entsprechenden Anzahl von Walzengängen ihre grösstmögliche Dichtigkeit, die durch Fortsetzung der Walzung über diesen Zeitpunkt hinaus kaum gesteigert werden kann.

Damit der Schotter unter der Walze nicht seitlich ausweicht, dichtet man von den Rändern der Decklage ausgehend, nach der Mitte hin. Man führt also die Walze auf der einen Seite hin, auf der anderen zurück und wiederholt dieses Verfahren, indem man jedesmal näher an die Mitte rückt, so dass der vorher überwalzte Streifen nur noch teilweise und jedes Flächenstück desselben stets bei gleicher Fahrrichtung von der Walze getroffen wird. Nachdem die Mitte erreicht worden, beginnt man abermals an den Seiten und fährt so fort, bis die erwünschte Festigkeit der Decke erzielt ist.

Erfolgt die Walzung bei trockenem Wetter, oder ist die währenddem fallende Regenmenge nicht gross genug, so ist für eine künstliche Nässung des Schotterbettes mittels Sprengwagen oder Spritzen zu sorgen, wodurch sich die Kosten des Walzens oft beträchtlich erhöhen. Dieses Annässen ist jedoch mit Vorsicht auszuführen, damit der Untergrund nicht zu sehr erweicht und das Eindrücken des Fahrbahnkörpers in denselben nicht veranlasst wird. Um letzteres zu vermeiden, darf auch nicht sofort nach anhaltendem Regen oder im Frühling nicht zu bald nachdem Tauwetter eingetreten, mit der Walzung be-

gonnen werden. Zuweilen wird der Wasserbedarf bei trockenem Wetter zu 0,3 bis 0,5 cbm für 1 cbm Schottermaterial angegeben.

Indem die Schotterstücke unter der Einwirkung der Walze zusammengelagert und ineinander verkeilt und dabei ihre scharfen Ecken und Kanten gebrochen werden, füllen sich die Zwischenräume der Schüttung von unten nach oben hin allmählich aus. Allerdings reicht bei den meisten Schottermaterialien der unter der Walze sich ergebende Abfall nicht hin, sämtliche Hohlräume zu füllen, oder vielmehr, es müssten die obersten Brocken zersplittert werden, um die Füllmassen für die höher gelegenen Zwischenräume zu liefern. Es wird deshalb erforderlich, sobald sich eine nahezu geschlossene Decke gebildet hat, oder die oberen Schotterstücke unter der Walze zu leiden beginnen, noch steiniges Füllmaterial in dünner Lage aufzugeben, einzukehren und alsdann die Walzung zu vollenden. Dieses Füllmaterial besteht am besten aus den feinen Teilen, die sich beim Zerkleinern der Steine als Abfall ergeben und von erdigen Beimengungen befreit sein müssen, weniger gut aus Sand. Die Menge des erforderlichen Füllmaterials ist sehr verschieden je nach der Art des Gesteins, aus dem die Schotterlage besteht, und je nach dem Gewichte der zur Dichtung verwendeten Walzen. Keinesfalls dürfen lehmige Erden als Füllmaterial verwendet werden, nur die runden, glatten Brocken der Kiesbahnen erfordern zu ihrer Bindung fetteres Füllmaterial, das hier zum Bindematerial wird, weshalb man öfters, falls nicht der Kies an sich lettig ist oder lettiger Sand zur Verfügung steht, lehmige Beimengungen gibt, wobei jedoch grosse Sorgfalt geboten ist. Wichtig ist, dass neben den etwa 3 cm grossen Kiesstücken auch kleinere Stücke vorkommen, die in erster Linie die Hohlräume ausfüllen [1]). Nach Vollendung der Walzung wird in der Regel noch eine dünne Lage Sand oder Kies zum Schutze der Fahrbahn gegen die Angriffe der Pferdehufe aufgebracht und überwalzt [2]). Die mit Pferdewalzen gedichteten Bahnen bedürfen noch längere Zeit nach dem Festwalzen einer sorgfältigen Überwachung. Namentlich kommt es bei ihnen darauf an, die unter der Einwirkung der Fahrzeuge fortschreitende Verdichtung durch Auslegen von Sperrsteinen und dergleichen möglichst gleichmässig zu erzielen. Gerade in dieser Hinsicht tritt die Güte der Dampfwalz-Arbeit deutlich hervor.

Ergänzende Zahlenangaben über Leistungsfähigkeit der Walzen, Zeitdauer der Walzarbeit und insbesondere über deren Kosten sind aus dem Absatz „Erfahrungsergebnisse bei Verwendung der Strassenwalzen“ S. 381 ff. zu ersehen.

Bezüglich des Materials der Schotterstrassen etc. sei auf IV, C. II. Gütebestimmung der Strassenmaterialien und V, Unterhaltung der Strassen, sodann auf folgende Werke verwiesen: Dr. A. Brezina, Direktor d. mineral. Abt. d. k. k. naturhist. Hofmuseums in Wien, Führer durch die Baumaterialien-Sammlung des Museums [3]). H. Koch, Die natürlichen Bausteine Deutschlands, nach den Ermittelungen des Verb. deutsch. Arch.- u. Ing.-Vereine bearbeitet, Berlin 1892.

Steinpflasterstrassen.

Gepflasterte Fahrbahnen kommen besonders in Städten zur Ausführung, wo Schotterstrassen bei dem lebhaften Verkehre dortselbst übermässig hohe

[1]) Ammon, Die Unterhaltung der Kunststrassen, Leipzig 1880, S. 14. Zöller, Über Kiesstrassen, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1889, S. 260.

[2]) Über die Bekiesung der Steinschlagbahnen zur Erhöhung ihrer Dauer siehe unter V, A. 1. Beseitigung von Staub und Kot.

[3]) Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 53.

Unterhaltungskosten verursachen[1]) und durch starke Staub- und Schmutzbildung allerlei Unannehmlichkeiten bedingen, ja selbst einen ungünstigen Einfluss auf die öffentliche Gesundheit ausüben.

Aber auch auf freiem Felde sind gepflasterte Fahrbahnen zu finden, nämlich dort, wo

1. ein starker Verkehr schwerer Fuhrwerke von Schotterstrassen nicht mehr ertragen werden kann,
2. eine nicht zu bewältigende Grundlosigkeit solcher Strassen infolge von Bodenfeuchtigkeit erwartet werden müsste,
3. falls natürliches Steinmaterial zur Verfügung steht, das sich besser zur Herstellung von Pflasterstücken als von Kleingeschläg eignet,
4. wenn natürliche Steine ganz fehlen, dagegen künstliche Steine leicht zu beschaffen sind.

a) Naturstein-Pflaster.

1. Steinschlagpflaster oder Kleinpflaster ist im Jahre 1885 von Gravenhorst[2]) eingeführt und empfohlen worden. Es verdankt seine Erfindung den besonderen Verhältnissen in den hannoverschen Küstengegenden; dort war man seit alter Zeit beim Bau und bei der Unterhaltung der Landstrassen auf Findlinge, die sogenannten nordischen Geschiebe, angewiesen. In dem Masse, als diese Natursteine seltener wurden und Steine aus grösserer Entfernung beigeschafft werden mussten, machte sich der verhältnismässig grosse Bedarf an Unterhaltungsmaterial für die Steinschlagbahnen immer mehr fühlbar und drängte zur Ausführung gepflasterter Fahrbahnen. Bei den Kosten dieser Befestigungsart wären aber die gewünschten Massnahmen zum mindesten länger verzögert worden, hätte nicht Gravenhorst den Gedanken gefasst, ungewöhnlich kleine, ganz einfach zugerichtete Pflastersteine zu verwenden, die mosaikartig in einer dünnen Kies- oder Sandschichte, jedoch auf fester, unnachgiebiger Unterlage, wie sie in dem Körper der bestehenden Strassen geboten wurde, versetzt werden sollten. Im Grunde genommen, handelte es sich hierbei lediglich um die Verwendung gröberen und deshalb widerstandsfähigeren Steingeschlägs, das jedoch zur Erzielung einer genügend glatten Oberfläche pflasterartig geordnet werden musste. Die aus Findlingen oder verschiedenen, aus der Ferne beigeführten Bruchsteinen ganz einfach hergestellten, tunlich würfelförmigen Pflasterstücke sollten eine Seitenlänge von 6—8, höchstens 9 cm erhalten.

Bei der Überpflasterung bestehender Steinschlagbahnen werden deren Bordsteine gehoben, um Widerlager für die Pflasterdecke zu haben, alsdann wird die zwischenliegende Fahrbahn sorgfältig ausgebessert und mit Wölbung abgewalzt, darauf eine dünne Sand- oder Kiesschichte von ungefähr 1—2 cm Stärke aufgebracht und abgeglichen. In diese endlich werden die der Höhe nach sortierten

---

[1]) Dehnhardt gibt an (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1892 S. 486), die Erfahrung habe gelehrt, dass in Frankfurt a. M. bei einem täglichen Verkehr von über 700 Fuhrwerken die Strassen schon aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr zu chaussieren, sondern zu pflastern seien, besonders wenn der Verkehr auf ihnen ein schwerer ist.

[2]) Gravenhorst: Über den Einfluss der Bekiesung auf die Dauer der Steinschlag-Decken und über den Ersatz der Steinschlag-Decken durch Steinschlag-Pflaster, Zeitschrift d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887. S. 409, 425; Steinschlagpflaster (Kleinpflaster) ebenda 1894, S. 19; Kleinpflaster, Deutsche Bauz. 1900, S. 330.

Nessenius: Die Überpflasterung von Steinschlagbahnen mit Kleinpflaster in der Provinz Hannover, Deutsche Bauz. 1894, S. 325, 418; Strassenbaumaterialien der hannoverschen Tiefebene und die Überpflasterung der Steinschlagbahnen mit Kleinpflaster, Zeitschft. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1895, S. 19; Die Entwicklung des Kleinpflasters, Deutsche Bauz. 1897, S. 501, 508.

Steine mosaikartig eingesetzt, genässt und mit einmännigen Handrammen so kräftig behandelt, dass die Pflasterstücke fest auf dem Schotterkörper aufsitzen oder auch etwas in denselben eindringen. Die Fugen des Pflasters werden mit Sand eingeschlämmt und auf das fertige Pflaster wird eine dünne Deckschichte aus feinem Kies oder Sand aufgebracht.

Ausser zur Überpflasterung bestehender Kleinschlagbahnen kommt Kleinpflaster auch beim Neubau von Strassen zur Verwendung. Auf genügend tragfähigem, zuverlässigen Untergrund wird dann eine Schichte Kleingeschläg oder dgl. in einer Stärke von 10—12 cm ausgebreitet und eingewalzt, manchmal auch eine förmliche Chaussierung gebildet. Diese Bettungsschichte wird zweckmässig zur weiteren Dichtung eine Zeitlang dem Verkehr überlassen und schliesslich auf ihr die Pflasterdecke in der beschriebenen Weise aufgebracht. Zu Beginn des Jahres 1894 bestanden in Hannover 83 km Strassen mit Kleinpflaster (35 km Provinzialstrassen, 46 km Landstrassen und 2 km Gemeindewege) mit einem allerdings nicht sehr schweren Verkehr. Achsbelastungen von mehr als 2000 kg sollen dort selten sein und nur etwa 3 % des kaum halb so schweren übrigen Verkehrs betragen. Nessenius[1]) äussert sich über dieselben folgendermassen:

„Für die laufenden Unterhaltungskosten können bislang keine durch Erfahrung ermittelten Ziffern angegeben werden, da die vorhandenen 83 km Kleinpflaster-Bahnen (die ältesten Strecken sind bekanntlich 9 Jahre alt) irgend nennenswerte Ausbesserungskosten überhaupt noch nicht erfordert haben. Geringe Geldmittel sind bisher nur für eine regelmässige schwache Bekiesung oder Übersandung aufgewandt, um im Sommer die Fugen dicht zu halten."

Er kommt auf Grund einer sorgfältigen Vergleichsberechnung zu dem Ergebnis, es sei ausser Zweifel

„dass für Landstrassen von nicht zu bedeutendem Verkehr, bei Preisen, die denjenigen der hannoverschen Küstengegenden ähnlich sind, das Gravenhorst'sche Kleinpflaster sich billiger stellt als Kopfpflaster."

Die oben erwähnte Kilometerzahl hannoverscher Kleinpflasterstrassen erhöhte sich bis zum Winter 1896/97 auf 183 km, dazu kamen in den anderen preussischen Provinzen und einigen anderen deutschen Staaten noch 36 km, unter ihnen auch mehrere Strecken mit schwerem Lastenverkehr, dem eine gewöhnliche Beschotterung den erforderlichen Widerstand nicht mehr zu bieten vermöchte, auch befanden sich darunter schon einige Strecken städtischer Strassen. Die über diese Ausführungen berichteten Erfahrungen lauten im ganzen ebenfalls günstig.

Im Anschlusse an das im vorstehenden hauptsächlich über die Kleinpflasterstrassen in Hannover Gesagte mögen schliesslich noch einige Äusserungen Gravenhorst's angeführt werden, die er im Mai 1900, also 15 Jahre nach Einführung der neuen Bauweise, über deren Bewährung machte[2]).

Im ganzen waren bis dahin im Stader Bezirk auf Provinzialstrassen 58 km Kleinpflaster hauptsächlich mit nordischen Geschieben hergestellt worden. Während der genannten Zeit waren nicht ganz 7 cbm Pflastersteine zur Auswechselung mürben Gesteins verbaut worden; diese Auswechselung hatte rund 290 ℳ gekostet und etwa 30 ℳ waren ausserdem seit dem Jahre 1885 für kleine Besserungen ausgegeben worden, so dass durchschnittlich im Jahre 0,018 cbm Gestein und 85 ₰ an Kosten für das Kilometer Strasse verbraucht wurde. Die gleichalterigen Steinschlagdecken erforderten durchschnittlich im Jahr auf 1 km 0,624 cbm Steinschlag und es kosteten deren Ausbesserungen 7 ℳ 18 ₰. Das Verhältnis würde sich noch günstiger für das Kleinpflaster stellen, wenn nicht für die Untersuchung, bis zu welchen Festigkeitsgrenzen nordisches Geschiebe sich verwenden lässt, Lehrgeld zu bezahlen war. Die seit 1885 auf Kiesstrassen hier hergestellten 86 km Kleinpflaster erforderten bis jetzt nur ganz geringfügige Ausgaben, im ganzen etwa 50 ℳ. Keine Kosten verursachten bisher die wenigen auf Stadtstrassen und Gemeindewegen erbauten Kleinsteinbahnen. Ferner muss in Betracht gezogen werden, dass die laufende Wartung des Kleinpflasters wirklich billiger ist als die der Steinschlagbahnen

---

[1]) Nessenius, Nochmals die Überpflasterung von Steinschlagbahnen mit Kleinpflaster, Deutsche Bauz. 1894, S. 418.

[2]) Deutsche Bauz. 1900, S. 330.

.... ersteres sich sauberer hält als die Steinschlagbahnen. Auch die Umlegung einer ..pflasterbahn kostet weniger als die Herstellung einer neuen Steinschlagdecke.

Besonderes Interesse bieten sodann die, teilweise schon in der vorstehenden Zusammenstellung enthaltenen, überpflasterten Strassen der Rheinprovinz[1]), weil auf einem grossen Teil derselben ein viel schwererer Verkehr wie auf den Strassen in Hannover vorkommt, weil hier verschiedenartige Bruchsteine zur Bildung der Decke Verwendung fanden und namentlich, weil man wegen der stärkeren Beanspruchung eine bedeutendere Grösse und eine sorgfältigere Zurichtung der Pflasterstücke durchführte.

In den „Besonderen Bedingungen für Lieferung und Bearbeitung der Materialien zum Neubau und zur Unterhaltung der Provinzialstrassen in der Rheinprovinz" wird über Lieferung von Setzsteinschlag (Steinpflastersteine) folgendes festgesetzt:

§ 9.

Die Setzsteine sollen nur aus hartem und zähem Gestein, das unter dem Hammer in glatten Flächen springt, hergestellt werden. Die sämtlichen Flächen der Setzsteine sollen eben und frei von Ballen oder Vertiefungen, die Kanten der Setzsteine scharf sein. Die Kopf- und Satzflächen der Setzsteine müssen parallel sein; dabei muss der Stein auf die Satzfläche gesetzt, ohne seitliche Unterstützung auf ebener Unterlage sich durchaus im Gleichgewichte befinden, es muss daher eine etwaige Unterschneidung der Steine annähernd gleichmässig auf allen Seiten liegen.

Die Kopf- und Satzfläche eines Steins sollen von der gleichen geometrischen Grundform sein.

Die Höhe der Steine soll 8—10 cm betragen, jedoch können bei Basalt und Gesteinen ähnlicher Festigkeit Setzsteine von 7—9 cm Höhe angeboten werden.

Steine mit dreieckigen Kopf- und Satzflächen werden nur in sehr geringer Menge (höchstens bis 5 % der ganzen Lieferung) abgenommen. Die kleinsten Kantenwinkel dürfen hierbei nicht unter 45° messen.

Die Kopfflächen sollen bei 8—10 cm Höhe 60—100 qcm, bei 7—9 cm Höhe 50—80 qcm gross sein.

Plattenförmige Steine sind von der Lieferung ausgeschlossen.

Der Spielraum zwischen den Massen der Kopf- und Satzfläche eines Steines ist insoweit beschränkt, als die Differenz nicht über 30 % betragen darf.

Die Abnahme des gelieferten Setzsteinschlags erfolgt nach Aufmass im fertigen Pflaster nach Quadratmetern.

Dem Angebote sind 6 Stück Probesteine von den zur Anlieferung kommenden Formen mit der Bezeichnung des Bruches, dem die Lieferung entnommen werden soll, beizufügen.

Was den Verkehr betrifft, so zeigte auf einzelnen Strassen der 4. Teil der auftretenden Fahrzeuge Raddrucke zwischen 3000 und dem gesetzlichen Grösstwerte von 4500 kg, so dass früher alle 3—4 Jahre eine neue Steinschlagdecke erforderlich geworden war. Die ersten Versuche mit Kleinpflaster kamen im Rheinland 1894 zur Ausführung; am 1. April 1899 bestanden dort rund 74 km Kleinpflasterstrassen, darunter 50 km in Basalt. Aus den angestellten sorgfältigen Untersuchungen und Beobachtungen ergab sich deutlich, dass die richtige Anpassung des Materials und der Grösse der Pflastersteine an die Verkehrsverhältnisse von der grössten Bedeutung sei. Die Wirkung des schweren Verkehrs erwies sich öfters in zunehmender Kantensplitterung bei einem Teil der Decksteine, ohne dass aber das Gefüge und der Zusammenhang der Pflasterung

---

1) Schaum: Über Kleinpflasterungen auf den Provinzialstrassen der Rheinprovinz, Deutsche Bauz. 1898, S. 634; Über Kleinpflasterungen, ebenda 1899, S. 76; Nochmals die Kleinpflasterungen auf den rheinischen Provinzialstrassen, ebenda 1899, S. 307, in welcher Mitteilung insbesondere auch über Erfahrungen mit verschiedenem Steinmaterial berichtet wird; Kleinpflaster auf rheinischen Provinzialstrassen und dessen voraussichtliche Dauer, ebenda 1900, S. 25.

Esser, Über die Bewährung und wirtschaftliche Bedeutung des Kleinpflasters, Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1898, S. 855.

dabei gelockert und das Aussehen des Pflasters dadurch merklich verändert worden wäre, dann aber auch in weiter gehender Zerstörung, in einem Falle des mittleren Fahrbahnstreifens in einer Breite von 2—3 m und auf grössere Längen hin (Deutsche Bauzeitung 1899, S. 78, links oben und S. 310, rechts oben); sodann Zeitschrift für Arch.- und Ingenieurw., Wochenausgabe 1898, S. 857 oben).

Auch in Westfalen bestehen Kleinpflasterstrassen unter starkem Verkehr, mit deren Verhalten man glaubt zufrieden sein zu können[1]).

Über Versuche berichtet sodann die herzogliche Baudirektion zu Braunschweig[2]), die in den Jahren 1896 bis 1900 in einer Ausdehnung von 9,6 km auf Staatsstrassen, 9,0 km auf Kreisstrassen, und 28 600 qm in der Stadt Braunschweig angestellt worden sind.

„Diese Versuche haben im allgemeinen die Vorzüge des Kleinpflasters und dessen Verwendbarkeit auf Land- und Stadtstrassen erwiesen, doch haben im besonderen die folgenden Bedingungen und Beschränkungen sich dabei ergeben:

Auf Strecken mit dauernd sehr schwerem Verkehr ist nur Grosspflaster zu verwenden, und auf den Strecken mit ganz leichtem Verkehr in trockner, luftiger Lage, bei billiger Beschaffung guter Schottersteine ist nach wie vor die Schotterung empfehlenswert.

Dagegen ist auf der bei weitem grössten Anzahl von Strassenstrecken mit mittlerem und schwerem Verkehr, namentlich dort, wo die Gefahr des Aufwickelns der Schotterbahn durch Rübenbeförderung gewürdigt werden muss, die Herstellung des Kleinpflasters aus technischen und wirtschaftlichen Gründen geboten. Ferner empfiehlt sich dessen Verwendung innerhalb der Ortschaften und in dumpfer Waldlage.

Für die Ausführung sollten ausschliesslich die zähesten und härtesten Gesteinsarten gewählt werden. Es haben sich in nachstehender Gütereihenfolge bewährt: Gabbro, Basalt und Porphyr; bei weniger schwerem Verkehr auch Grauwacke und Ilseder Schlacke.

Je schwerer der Verkehr ist, desto grösser muss das Steinausmass gewählt werden, es findet jedoch aus technischen Gründen seine Grenzen zwischen 7 und 12 cm. Gute Fussfläche (mindestens $^1/_2$ der Kopffläche) sorgfältige Auswahl und sachgemässe Arbeit sind ferner Vorbedingungen für die Güte und die Dauer der Kleinpflasterbahnen. Als zweckmässigste Pfeilhöhen haben solche zwischen $^1/_{40}$ und $^1/_{50}$ der Strassenbreite sich ergeben. Ferner darf man aus Gründen der Verkehrssicherheit mit dieser Strassenbefestigungsart über Strassenneigungen von 1 : 20 nicht hinausgehen."

Es wurde in Aussicht genommen, von der etwa 743 km betragenden Staatsstrassenlänge rund 150 km, also annähernd $^1/_5$, mit Kleinpflaster zu belegen und hierfür Aufwendungen von 3—3 $^1/_2$ Millionen Mark zu machen. Etwa die gleichen Mengen sind für die Kreisstrassen vorgesehen.

Schliesslich sei noch darauf hingewiesen, dass Kleinpflaster auch für städtische Strassen mehr und mehr Beachtung findet. Aus einer „Zusammenstellung des Ergebnisses einer Rundfrage an sämtliche Städte mit über 100 000 Einwohnern über die Verwendung von Kleinpflaster“ seitens der Düsseldorfer Bauverwaltung ist zu ersehen, dass Anfang 1902 in 15 deutschen Städten kleinere und grössere Probestrecken bis zu 43 000 qm Inhalt, einzelne seit 1895, bestanden. Von den meisten Verwaltungen wird angegeben, dass auf diesen Strecken ein lebhafter, sogar schwerer Verkehr bestehe und fast immer lauten die Äusserungen über das bisherige Verhalten des Pflasters günstig. In einzelnen Fällen besteht die Unterlage des Pflasters aus Beton, in einem Falle wurden die Fugen des Pflasters mit Zementmörtel ausgegossen. In Frankfurt a. M. insbesondere, das noch viele chaussierte Strassenfahrbahnen besitzt, setzt man grosse Hoffnungen auf das Kleinpflaster[3]).

---

[1]) Lengeling, Über Kleinpflaster, Deutsche Bauz. 1899, S. 22.

[2]) Ein Auszug des Berichts findet sich in der Zeitschrift f. Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1900, S. 566, sowie in der Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1900, S. 343.

[3]) Dehnhardt, Möglichste Einschränkung der Chaussierungen im Stadtgebiete Frankfurt a. M., Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb., 1900, S. 311.

Über Kosten und Dauerhaftigkeit des Kleinpflasters sind einzelne Angaben in den meisten der angeführten Abhandlungen zu finden. Eingehende Preisentwicklungen gibt Nessenius[1]) und Schaum[2]), sodann Esser[3]) und Voiges[4]). Ersterer weist dabei (a. a. O., S. 418) in Entgegnung auf die von Dietrich[5]) geäusserten Bedenken gegen das Kleinpflaster auf den bedeutenden Unterschied der Anschaffungskosten der Kleinpflastersteine hin. Es erkläre sich dies aus dem Umstande

„dass aus 1 cbm Kopfsteinen nur etwa 5 bis 5,5 qm, aus 1 cbm Kleinpflastersteinen aber 10 bis 11 qm Pflaster hergestellt werden können; dass im Steinbruch abfällige und dünne Schichten, aus denen Kopfsteine nicht mehr zu gewinnen sind, sehr wohl zur Anfertigung von Kleinpflastersteinen verwendet werden können; und endlich, dass die eine besondere Genauigkeit nicht erfordernde Bearbeitung der Kleinpflastersteine sehr viel leichter ist, als die der Kopfsteine."

Nach allem, was bis jetzt bekannt geworden ist, dürften sich die Kosten des Kleinpflasters über einem Chausseekörper als Unterlage im allgemeinen auf das 2 bis 4 fache der Kosten einer entsprechenden Chaussierung aus demselben Material stellen, während die Unterhaltungskosten des Kleinpflasters sehr gering ausfallen; die Dauer derselben wird mindestens 3 mal höher geschätzt als die der entsprechenden Chaussierung.

Aus den verschiedenen bisherigen Erfahrungen mit Kleinpflaster geht also ziemlich sicher hervor, dass diese Konstruktion unter gewissen Voraussetzungen zweckmässig und wirtschaftlich wohl berechtigt genannt werden kann. Die Voraussetzungen hierzu aber sind neben Verwendung entsprechend harten nnd zähen Gesteins, namentlich das Vorhandensein eines nicht allzu starken Verkehrs, denn in dem Masse, als dieser wächst, müssen die Abmessungen der anf fester Unterlage sitzenden Pflasterstücke grösser genommen werden, und damit Hand in Hand geht die Notwendigkeit sorgfältigerer Zurichtung derselben[6]), wobei das Kleinpflaster naturgemäss in „Mittelpflaster" und „Grosspflaster" übergeht.

2. Untergeordnete Pflasterungen. Sehr einfache Pflasterungen lassen sich, mässige äussere Angriffe vorausgesetzt, mit Benützung von Bruchsteinen oder gespaltenen Flussgeschieben herstellen, indem man diese von nahezu gleicher Grösse auswählt, nur wenig mit dem Hammer zurichtet, so dass sie eine einigermassen ebene Kopffläche und nicht allzustark abfallende Seitenflächen zeigen, und sie alsdann so gut, als es geht, mosaikartig nebeneinander in Sand versetzt. Aus diesem, sogenannten Schiebe- und Mosaikpflaster entsteht das Rippenpflaster, wenn man einzelne Querreihen mit etwas höheren Steinen bildet und die Felder zwischen ihnen mit Mosaikpflaster ausfüllt. Es ist begreiflich, dass die ungleichmässige Widerstandsfähigkeit der Rippen und der zwischenliegenden Felder schädlich wirken muss. Eine weitere Ausbildung der Pflasterung führt auf das „Reihenschiebepflaster", wobei mit an-

---

1) Deutsche Bauz. 1894, S. 325, 418.

2) Deutsche Bauz. 1899, S. 76.

3) Zeitschrift f. Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1878, S 855.

4) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 166.

5) Dietrich, Die Überpflasterung von Steinschlagbahnen mittels Kleinpflaster, Deutsche Bauz. 1894, S. 337; spätere Äusserungen Dietrich's siehe ebenda 1899, S. 95 u. 1900, S. 355.

6) Baurat Esser (Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1898, S. 858) schätzt die Grösse der noch zulässigen Radbelastungen auf 1000 bis 1400 kg und die grösste Quermasse der Kopffläche von rauh zugerichteten Kleinpflastersteinen auf 7—9 cm, womit eine genügend geschlossene Oberfläche der Decken noch zustande gebracht werden könne. In den Mitteilungen der Herzoglich Braunschweigschen Baudirektion (Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1900, S. 569) wird 7 bis 12 cm angegeben.

nähernd zugerichteten Steinen unregelmässige, teilweise abgesetzte Reihen gebildet werden [1]).

3. Reihenpflaster. Handelt es sich jedoch um Pflasterungen in grösseren Städten, überhaupt um solche, die sehr starke Angriffe auszuhalten haben, so kann die Wahl nur auf das sogenannte Reihenpflaster fallen, von dem im folgenden die Rede sein soll. Der Fahrbahnkörper derartiger Pflasterstrassen zerfällt immer in mehrere Unterabteilungen. Die eigentlichen Pflasterstücke dürfen nämlich nur auf einer Unterlage versetzt werden, in der Bewegungen infolge Zusammensetzens nicht mehr zu befürchten sind, die sich hinreichend widerstandsfähig gegen die auftretenden Belastungen erweist und das Ansammeln von Wasser unterhalb der Pflasterstücke sicher verhütet. Nun besitzen aber die künstlich aufgeschütteten Damm-Massen, und die in den Einschnittssohlen gelagerten natürlichen Bodenschichten die geforderten Eigenschaften nur selten in ausreichendem Masse, so dass es fast immer notwendig wird, unter dem Pflaster eine besondere Bettungsschichte anzuordnen. Dieselbe wird aus eingestampftem oder festgewalztem Kleingeschläg, Kies oder Sand, häufig in zwei Teilen aus Kleingeschläg und Kies, manchmal ähnlich wie der Oberbau einer Schotterstrasse aus einer Packlage samt Kleingeschläg- oder Kiesschichte (Abb. 140), zuweilen auch in Form einer Lage mageren Betons aus hydraul. Kalk und Zement oder Asphaltbetons (Abb. 141) hergestellt [2]). Das Mischungsverhältnis für gewöhnlichen Beton wird verschieden genommen, auf 1 Raumteil Zement oder hydraulischen Kalk 2—3 Teile Sand und 4—6 Teile Kies oder Steingeschläg; seine Herstellung erfolgt meist in der sonst üblichen Weise, manchmal auch in der Art, dass man mehrere dünne Schichten, abwechselnd aus Steingeschläg und Zementmörtel (etwa 1 Zement und 6 Sand) übereinander aufbringt und anstampft [3]). Die Herstellung von Asphaltbeton in Liverpool beschreibt Laissle [4]) nach eigenen Reisebeobachtungen folgendermassen:

Bettungsschichte.



Abb. 140.



Abb. 141.

„Als Unterlage des Pflasters dient ein Rauhgeschläg von etwa 20 cm Stärke, das mit Handwalzen leicht abgewalzt und mit geschmolzenem Asphalt (Teerasphalt) ausgegossen wird, welchen man so dünnflüssig aufbringt, dass sämtliche Hohlräume sich ausfüllen. Man überschüttet dann den noch weichen Asphalt mit etwas Steingrus, der leicht abgewalzt wird, so dass sich eine ganz ebene, nach der Strassenform gewölbte Fläche bildet".

Zuweilen wird auch erwärmter Kies mit Asphaltmasse gemischt.

Die Bettungsschichte wird unmittelbar auf den geebneten und abgewalzten oder gestampften Untergrund aufgebracht, falls dieser nicht erweicht oder wasser-

1) Siehe z. B. Zeitschr. f. Transp. und Strassenb. 1897, S. 549.

2) Wenn Setzungen des Unterbaues erwartet werden müssen, empfiehlt es sich, zuerst die Fahrbahn einer Steinschlag- oder Kiesstrasse anzulegen, entweder als eine später wieder zu entfernende Aushülfsanlage, besser aber in der Absicht, sie nach vollendetem Setzen der Erdmassen als Bettungsschichte zu verwerten. Im letzteren Falle würde die Oberfläche des mit oder ohne Packlage auszuführenden Fahrbahnkörpers um die Stärke der später aufzusetzenden Pflasterdecke tiefer zu legen sein, so dass der Anschluss an die Fusswege, wie z. B. in Mainz, stufenartig gebildet werden muss und an den Strassenübergängen Rampen erforderlich werden.

3) Über Strassenpflaster in England mit besonderer Berücksichtigung der in Liverpool angewandten Pflasterungsarten, aus „The Surveyor" 1898 in der Zeitschft. f. Transportw. u. Strassenb. 1899, S. 145.

4) Laissle, Strassenbau, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Bd., VIII. Kap., 3. Aufl. 1902, S. 230.

undurchlässig ist; eine sorgfältige Dichtung des Untergrundes ist auch bei Verwendung von Beton zur Bettung notwendig, weil der Verkehr über die Strasse geführt werden muss, ehe die Erhärtung des Betons vollständig eingetreten ist. Wäre jedoch eine Ansammlung von Wasser unter der Bettung zu befürchten, so müsste ausserdem noch für eine künstliche Entwässerung Sorge getragen werden, entweder durch eine entsprechende Verstärkung der Bettung, indem man die Geschlägs- oder Kiesschichte erhöht oder unter einer etwa angeordneten Betonlage eine besondere Schichte Kies oder dergl. ausführt (Abb. 141), oder durch Einlegen von Entwässerungsröhren in den Boden, oder auf irgend eine andere passende Weise.

Die Stärke der Bettungsschichte wird nach dem Gesagten um so bedeutender zu wählen sein,

je grösser der Verkehr auf der Strasse,
je geringer die Festigkeit und Wasserdurchlässigkeit
der Damm- und Einschnittsmassen, und
je weniger gut das für die Bettung zur Verwendung kommende Material ist.

Die genaue Bestimmung der Stärke ist schwierig, auch wenn man die zulässige Belastung des Untergrundes kennen sollte, weil die Art der Übertragung der Raddrucke durch die Pflastersteine, deren immer mehrere zusammenwirkend angenommen werden müssen, nicht sicher bekannt ist. Als ein Durchschnittsmass kann 0,20—0,25 m gelten. Nach der Seite lässt man die Bettung etwas über die Pflasterdecke vorstehen [1]).

Auf die nach der Strassenoberfläche abgeglichene Bettungsschichte kommt die Pflasterdecke zu liegen. Was zunächst das Material der Pflastersteine betrifft, so ist darüber ausführlich die Rede unter IV, C. II, Gütebestimmung der Strassen-Materialien, sowie in V, Unterhaltung der Strassen. Hier muss betont werden, dass ein Gestein zu wählen ist, das bei möglichster Gleichartigkeit der einzelnen Stücke genügende Druckfestigkeit, Zähigkeit und Abschleifungsfestigkeit besitzt, sich leicht bearbeiten lässt und unter der Einwirkung des Verkehrs nicht glatt wird, wobei jedoch die Druckfestigkeit bei der Grösse der Pflasterstücke weniger wichtig ist, als die übrigen Eigenschaften. Gesteine, die die genannten Eigenschaften in höherem oder minderem Masse aufweisen und sich zur Herstellung der Pflastersteine eignen, sind Granit und Diorit, sodann Basalt, Porphyr, Trachyt und verwandte Gesteine, harte Sandsteine mit quarzigem Bindemittel, zuletzt auch Kalksteine. Manche der harten Gesteine haben die unerfreuliche Eigenschaft, unter den Betriebseinwirkungen glatt zu werden, so dass man sie in geneigten Strassenstrecken bei stärkerem Verkehr nicht wohl verwenden kann, auch gibt die Härte Veranlassung zur Abrundung der Köpfe. Es gilt dies besonders für manche Basaltarten, bei denen ausserdem auch leicht Verwitterungserscheinungen vorkommen. Weiche Gesteine unterliegen einer stärkeren Abnützung und eignen sich deshalb nur für weniger belebte Strassen. Angenehm wird die Rauhigkeit mancher derselben empfunden, dagegen ist es misslich, wenn sie, wie sehr oft, einer ungleichmässigen Abnützung unterliegen.

Damit sich die Pflastersteine unter der Einwirkung der Räder nicht verschieden stark setzen, müssen sie vor allem nach Rauminhalt und Abmessung möglichst übereinstimmen. Sie erhalten eine ebene, rechteckige oder quadratische Kopffläche und sollen an den Seitenflächen mindestens auf mehrere Centi-

[1]) Zahlreiche kurzgefasste Angaben finden sich in Baumeister, Städtisches Strassenwesen und Städtereinigung, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Hft. 3, Berlin 1890, S. 67 ff. Siehe auch: Osthoff, Der Strassen- und Wegbau in seinem ganzen Umfange, Leipzig 1882, S. 216.

meter zusammenschliessen; nach unten hin können sie im allgemeinen schwach und gleichmässig verjüngt sein, so dass die gleichfalls eben zu gestaltende und der Kopffläche gleichgerichtete Grundfläche etwas kleiner wie erstere ist. Bei sehr sorgfältiger Ausführung in den belebten Strassen der Grossstädte macht man die Steine auch prismatisch auf ihre ganze Höhe, so dass Drehbewegungen derselben fast ausgeschlossen sind, und man rechnet dann darauf, die Steine nach Abnützung ihrer Kopffläche mindestens ein Mal wenden zu können. Die Bearbeitung selbst wird mehr oder weniger sorgfältig ausgeführt. Wichtig ist es, weil wesentliche Kostenminderungen dadurch erzielt werden können, kleine Abweichungen von den vorgeschriebenen Massen ($\pm$ 0,5 bis höchstens $\pm$ 1,5 cm) zu gestatten, doch ist darauf zu sehen, dass die Grundflächen möglichst gleich ausfallen, dass eine Abweichung immer nur in einer Richtung vorhanden ist und dass sich die Abweichungen in einer ganzen Lieferung gegenseitig ausgleichen, falls nicht der Preis für die nach einem gewissen Prozentsatz zugelassenen kleineren Stücke entsprechend herabgesetzt wird.

Die Abmessungen der Plastersteine werden in erster Linie durch die Grösse der Belastung bestimmt, die sie aufzunehmen und auf die Bettungsschichte zu übertragen haben. Daneben kommt der Umstand in Betracht, dass die Zugtiere mit ihren Hufen einen sicheren Halt in den Fugen finden sollen, namentlich auf stärker geneigten Strecken, und endlich ist die Härte des benützten Steinmaterials insoferne massgebend, als harte, wenig zähe Steine unter der Einwirkung der Räder und Hufe besonders leicht eine Abrundung der Kopffläche erfahren. Letzteres tritt ein, indem zunächst die Kanten brechen und alsdann immer stärker werdende Aufschläge der Räder gegen die Ränder hin erfolgen. Die Abb. 142 gibt eine Vorstellung von dem Einflusse abgerundeter Kopfflächen; ist r der Halbmesser des Rades, r' jener des kugeligen Steinkopfes und e die gegenseitige Entfernung zweier aufeinander folgenden Pflastersteine, so berechnet sich die Senkung h, die das Rad beim Übergang von Stein zu Stein erfährt, zu

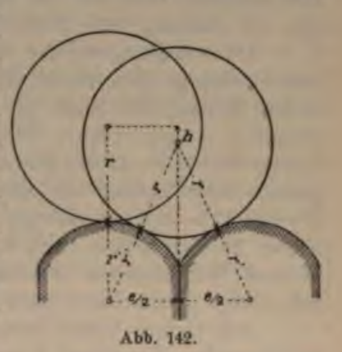


Abb. 142.

$$h = (r + r') - \sqrt{(r + r')^2 - \frac{e^2}{4}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (249$$

Damit die Zugtiere den erforderlichen Halt in den Fugen der Pflasterung finden und bei harten Pflastersteinen keine allzustarke Abrundung der Kopffläche eintritt, muss die in der Fahrrichtung gelegene Breite der Pflastersteine klein gewählt werden, womit dann eine Vergrösserung der Steinlänge zusammenhängt, wenn eine für die auftretende Belastung genügende Grundfläche verbleiben soll. Die Höhe der Pflastersteine wird im allgemeinen um so grösser gewählt werden müssen, je bedeutender die Radbelastung der Fahrzeuge und je geringer die Widerstandsfähigkeit der Steine ist, besondere Beachtung verdient der Umstand, dass mit der Höhe die Reibung in den Fugen wächst und der Raddruck sich besser nach unten hin verteilt. Was nun die wirklichen Ausmasse betrifft, so wechseln dieselben in den verschiedenen Städten sehr vielfach.

Bemerkenswert in dieser Hinsicht ist die Entwicklung des Reihenpflasters in England. Keller[1]) sagt darüber folgendes:

[1]) Keller, Das Strassenpflaster der Grossstädte Englands, Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1881, S. 300.

„Telford führte auch im städtischen Strassenbauwesen gesunde Grundsätze ein. In einem für die Londoner St. George's Parish, Hannover Square bestimmten Gutachten empfahl er (1824), auf einer 30 cm starken Steinschlagschicht regelmässige Reihen von vierkantigen Granitprismen in Sand zu versetzen. Als zweckmässige Abmessungen bezeichnete er, je nach der Bedeutung der Strasse: für die Breite 12—23 cm, für die Länge 18—33 cm, für die Höhe 18—25 cm. Diese Pflasterart fand in den wohlhabenden Stadtvierteln der Metropolis schnell Eingang, während man in den Vororten sich meist zur Befestigung der Fahrbahnen mit Steinschlag entschloss. Je mehr die Grösse des Verkehrs in der inneren Stadt zunahm, um so lebhafter wurden die Klagen über den unerträglichen Lärm, den das Granitpflaster verursachte. Man machte sich klar, dass eine möglichst geringe Breite der Pflastersteine, in der Verkehrsrichtung gemessen, sowohl gleichmässigere Abnutzung der Oberfläche, als auch Schonung der Pferde und des Fahrmaterials zur Folge haben müsste. Und da man die dadurch erlangte Verminderung des Strassenlärms und Vermehrung der Sicherheit des Fahrbetriebs für wichtig genug hielt, um die grösseren Unterhaltungskosten auszugleichen, so entschloss man sich allgemein, die Steinbreite auf das Mass von 7—8 cm einzuschränken. Sobald die 1824 bis 1830 verlegten Pflasterungen mit breiten Steinreihen ausgewechselt werden mussten, ersetzte man sie durch schmalreihiges Pflaster, das vom Jahre 1840 an alljährlich in beschleunigtem Masse an Verbreitung zunahm“.[1])

Daneben erwähnt Keller, dass Ingenieur Walker in anderer Weise beim Umbau der Blackfriars-Brücke (1840) dem Strassenlärm zu begegnen suchte, indem er ein Betonbett anwandte und die Fugen zwischen den Steinen mit Zementmörtel ausgoss. Er beabsichtigte hierdurch das Kippen der Pflastersteine und die Bildung von Mulden in der Oberfläche zu verhüten.

Dietrich[2]), welehcr sich sehr eingehend mit dem Format der Pflastersteine befasst, bringt eine umfangreiche Zusammenstellung der in vielen Städten üblichen Masse, wie auch die daselbst gültigen Lieferungsbedingnisse. Für die schmalen englischen Pflastersteine gibt er 7,5—9 cm Breite, 15—38 cm Länge und 15—23 cm Höhe an, mit dem Bemerken, dass die Höhe etwa 1 cm grösser oder kleiner als das vorgeschriebene Mass sein dürfe. Das Pariser Format (15—17 cm Länge, 9—11 cm Breite und 14—16 cm Höhe) komme ausser in Frankreich auch vielfach in Westdeutschland vor, während ein dem Wiener Würfelformat mit verhältnismässig grosser Seitenlänge entsprechendes das übrige Deutschland und die Städte Österreichs beherrsche.

Auf Grund seiner Zusammenstellungen und Erwägungen kommt Dietrich zu folgendem Vorschlag bezüglich mittlerer Pflastersteinmasse:

Druckfestigkeit in kg/qcm.	Gesteinsart.	Breite.	Länge.	Höhe.
Grösser als 1200	I. Härteste Gesteine	10	22,5	15 cm
Zwischen 800 und 1200	II. Mittelharte Gesteine	10	22,5	20 „
Kleiner als 800	III. Weichere aber gleichmässige Gesteine	12	25	20 „
	oder, falls dies billiger	18	18	18 „

Baumeister[3]) empfiehlt 8—18 cm Breite, je nach Raddruck, Härte und Steigung, ferner dementsprechend die Länge zwischen 2,5 und 1,0 der Breite, endlich die Höhe zu 15—20 cm je nach Raddruck, Härte und Untergrund.

Über die in Frankfurt a. M. üblichen Pflastersteine sagt Dehnhardt[4]) in seinem Vortrage unter anderem folgendes:

---

[1]) Siehe auch: „Über Strassenpflasterungen in England mit besonderer Berücksichtigung der in Liverpool angewandten Pflasterungsarten", aus „The Surveyor" 1898 in der Ztschft. f. Transportw. u. Strassenb. 1899, S. 145.

[2]) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, Preisschrift des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleisses, Berlin 1885, S. 55 ff. Siehe auch die Angabe des englischen Ingenieurs Isaacs's in der Ztschft. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 158, rechte Spalte.

[3]) Baumeister, Handbuch d. Bauk., Abt. III, Heft 3, Städtisches Strassenwesen und Städtereinigung, Berlin 1890, S. 70.

[4]) Dehnhardt, Die Strassenverhältnisse zu Frankfurt a. M., Vortrag, gehalten am 17. Okt. 1892 im Arch.- u. Ing.-Ver. zu Frankfurt, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1892, Nr. 32, 33.

Im Gegensatz zu der noch im Bau begriffenen Aussenstadt sind die bereits bebauten und kanalisierten Strassen der Innenstadt fast ausnahmslos mit Steinen gepflastert, und zwar wird hier unterschieden zwischen Kopfsteinpflaster, bestehend aus Anamesit, Hartbasalt oder Granit, und vierhäuptigem Pflaster, zu welchem in wagrechten Strassen Hartbasalt und in Strassen mit Steigungen nur Granit zur Verwendung gelangt. Das Kopfsteinpflaster ist besonders früher zur Verwendung gekommen, als die Kanalisation noch fehlte und Strassenaufbrüche häufiger waren. Während nun dieses einhäuptige Pflaster auf einer Sandunterlage und mit Sandfugen sozusagen als vorläufiges Pflaster ausgeführt wird, ist das vierhäuptige als endgültige Steinbahn anzusehen. Der erste Versuch damit wurde 1882 auf der Untermainbrücke angeordnet. Bei dem vierhäuptigen Pflaster kommt durchweg fester Unterbau in Gestalt von Chaussierung oder Betonierung zur Verwendung; als Fugenausgussmaterial wird nicht mehr Zementmörtel, sondern Pech aus verschiedenen Bezugsquellen verwendet. Über die üblichen Abmessungen der Pflastersteine wird bemerkt, dass die Hartbasaltsteine mit Kopfbreiten von 14—16 cm und die Granitsteine mit solchen von 14—19 cm bei einer durchschnittlichen Höhe von 16 cm zur Verwendung gelangen; ausserdem werden hier die Würfelsteine von 16 bezw. 19 cm Seitenabmessung bei der Abnahme in der Voraussetzung bevorzugt, dass dieselben später, wie überhaupt die vierhäuptigen Pflastersteine, mindestens einmal umgewendet werden können.

In München kommen an nicht unterwinkelten Pflasterstücken Würfel von 19 cm Seite, und für Steigungen Parallelepipede von 19 cm Höhe und einer Kopffläche von 19 cm Länge und 10--12 cm Breite zur Verwendung, ausserdem sogenannte unterhauene Würfel (Köpfel), gewöhnlich mit einer Kopffläche von 17/17 cm Seitenlänge und 15 cm Höhe, sowie unterhauene parallelepipedische Stücke, Höhe 15 cm, Breite 15—17 cm, Länge 15—20 cm; bei beiden darf die Unterwinkelung nicht mehr als 1,5 cm betragen, so dass z. B. die ebene, zum Kopf parallele, quadratische Grundfläche der ersteren mindestens 14 cm Seite haben muss. Daneben kommen endlich drei- und fünfseitige Stücke, wie auch $1^1/_2$fache Steine, sogenannte Binder, vor.

Im Jahre 1886 wurde auf Anregung des damaligen Stadtbaumeisters Stübben in Köln, Landesbaurats Dreling in Düsseldorf und Landesbaurats Voiges in Wiesbaden seitens mehrerer rheinischen Städte der Versuch zur Einführung einheitlicher Pflastersteine gemacht. Infolge davon wurde seitens des Landesdirektors der Rheinprovinz folgende Bekanntmachung erlassen, wobei zu beachten ist, dass bei den rheinischen Pflasterungen in erster Linie feste Basaltgesteine in Frage kommen:

Bestimmungen

über die Grösse und Beschaffenheit der Pflastersteine für den Provinzial-Verband der Rheinprovinz.

§ 1. Steingrösse.

a) Die Normalgrösse der Pflastersteine ist 10 cm Breite, 16 cm Länge, 16 cm Höhe (bisher „Kölner Format", künftig „Normalformat" genannt).

b) Ausser diesem Normal-Format werden für besondere Fälle „Grosse" Steine und „Kleine" Steine verwendet.

Das grosse Format ist: 12 cm Breite, 18 cm Länge, 16 cm Höhe.
Das kleine „ „ : 8 cm „ 16 cm „ 16 cm „

c) Für alle 3 Sorten werden ferner „Anfänger" gebraucht, welche die $1^1/_2$fache Länge der übrigen Steine besitzen.

Dieselben sind folglich
beim Normalformat 10 cm breit, 24 cm lang, 16 cm hoch;
„ Grossformat 12 „ „ 27 „ „ 16 „ „
„ Kleinformat 8 „ „ 24 „ „ 16 „ „

§ 2. Abweichungen.

Abweichungen von den vorgeschriebenen Massen sind immer nur nach einer Richtung, und zwar bis zu 1 cm zulässig. Beim Normal-Format kann also z. B. die Breite zwischen 9—11 cm wechseln, dann müssen aber Länge und Höhe genau 16 cm betragen; ebenso kann die Länge zwischen 15 und 17 cm schwanken, vorausgesetzt, dass die Breite genau 10 cm, die Höhe genau 16 cm beträgt.

Die Gesamtabweichungen dürfen bei einer ganzen Lieferung kein Mindermass ergeben. Die Verjüngung der Steine vom Haupt zur Satzfläche darf nicht mehr als 1 cm betragen; beim Normal-Format beträgt also die geringste Satzfläche 9 zu 15 cm.

§ 3. Bearbeitung.

Das Haupt der Steine muss eine sauber gerichtete, ebene Fläche bilden mit rechtwinkeligen, scharfen Ecken und geraden Kanten. Die Satz- und Seitenflächen sollen hammerrecht bearbeitet werden, namentlich dürfen die Seitenflächen keine Ballen haben, so dass die Steine sich mit höchstens 1 cm breiten Fugen nebeneinander stellen lassen.

§ 4. Preisberechnung.

Die Preise der Pflastersteine werden für 1000 Stück gerechnet. Die Bezahlung nach Quadratmeter fertiger Pflasterfläche oder nach Gewicht soll hierdurch in geeigneten Fällen nicht ausgeschlossen werden.

Die Schwierigkeiten, welche der raschen Beschaffung grösserer Mengen von Pflastersteinen dadurch entgegentreten, dass in den Rheinlanden wegen der ungemein grossen Zahl verschiedener Steinformate nur wenig Steinbruchbesitzer auf Lager arbeiten können, legen die Erwägung nahe, ob es nicht durch eine Vereinbarung unter den Haupt-Abnehmern zu erreichen sein möchte, eines oder mehrere Normalformate für Pflastersteine einzuführen. In den Nachbarländern, wo solche bestehen, ist die Gewinnung von Pflastersteinen in hohem Grade technisch und kaufmännisch ausgebildet, wodurch die dortigen Steinbruchbesitzer den inländischen gegenüber einen weiten Vorsprung erlangt haben, der es denselben vielfach ermöglicht hat, mit dem inländischen Erzeugnis auf heimischen Boden mit Erfolg in Wettbewerb zu treten.

Nach den Äusserungen mehrerer hervorragender Steinbruchbesitzer würde die Feststellung einheitlicher Bestimmungen über Grösse und Beschaffung der Pflastersteine sehr viel zur Beseitigung des erwähnten Missstandes und zur Hebung des Steingeschäftes beitragen, wenn auch die zur Einübung der Arbeiter erforderliche Übergangszeit einige Opfer erfordern würde. Ein Versuch, in dieser Angelegenheit unter den Bauverwaltungen der rheinischen und einiger benachbarter Städte eine Einigung herbeizuführen, ist nur zum Teil von Erfolg begleitet gewesen. Immerhin jedoch muss das Ergebnis für bedeutsam genug erachtet werden, um dasselbe als ersten Schritt zur allmählichen Erreichung des anzustrebenden Zieles verwerten zu können. Indem ich von diesem Gesichtspunkte ausgehend, vorstehend diejenigen Bestimmungen über Grösse und Beschaffenheit der Pflastersteine, welche bereits die Zustimmung von mehreren Seiten erfahren haben, und von jetzt ab für den Bereich der diesseitigen Verwaltungen in Kraft treten sollen, zur allgemeinen Kenntnis bringe, gebe ich den übrigen, welche Anteil an der Sache nehmen, ergebenst anheim, durch Anschluss an diese Bestimmungen die Einführung von Normal-Pflasterstein-Formaten im Rheinlande fördern zu helfen.

Düsseldorf, im November 1887.

Der Landesdirektor der Rheinprovinz.
gez. Klein.

In den „Besonderen Bedingungen für Lieferung und Bearbeitung der Materialien zum Neubau und zur Unterhaltung der Provinzialstrassen in der Rheinprovinz“ heisst es neuerdings bezüglich der Lieferung von Pflastersteinen:

§ 10.

Die Kopffläche der Pflastersteine muss sauber gerichtet und eben, mit rechtwinkeligen scharfen Ecken und geraden Kanten versehen sein, so dass die Steine sich mit höchstens 1 cm breiten Fugen nebeneinander stellen lassen.

Satz- und Seitenflächen dürfen keine vorstehenden Ballen haben.

Pflastersteine aus Basalt dürfen nur mit Naturköpfen oder sogenannten Plattköpfen geliefert werden.

Die Preisabgabe, sowie die Abnahme erfolgen in der Regel:

1. bei der ersten Sorte für das Stück, bezw. für das Tausend Stück,
2. bei den übrigen Sorten für das Quadratmeter, im fertigen Pflaster gemessen.

Jedoch soll die Preisabgabe und Abnahme nach Kubikmetern in geeigneten Fällen nicht ausgeschlossen werden, worüber alsdann besondere Vereinbarung zu treffen ist.

Im übrigen werden folgende Unterschiede gemacht:

A. Masse der Pflastersteine:

a) Normalsteine	10 cm Breite,	16 cm Länge,	16 cm Höhe.
b) Grosses Format	12 „ „	18 „ „	16 „ „
c) Kleines Format	8 „ „	16 „ „	16 „ „

d) Zugehörige Anfänger müssen die $1^1/_2$fache Länge des betreffenden Formates besitzen; sie sind folglich:

a) bei Normalsteinen 10 cm breit, 24 cm lang, 16 cm hoch;
b) beim Grossformat 12 „ „ 27 „ „ 16 „ „
c) beim Kleinformat 8 „ „ 24 „ „ 16 „ „

B. Nach der Güte der Bearbeitung werden folgende Sorten unterschieden:

1. Bei der ersten Sorte sind Abweichungen von den vorgeschriebenen Massen immer nur nach einer Richtung, und zwar bis zu 1 cm zulässig; bei Normalsteinen kann also z. B. die Breite zwischen 9 bis 11 cm wechseln; dann müssen aber die Länge und Höhe genau 16 cm betragen; ebenso kann die Länge zwischen 15 und 17 cm schwanken, vorausgesetzt, dass die Breite genau 10 cm, die Höhe genau 16 cm beträgt. Die Verjüngung der Steine vom Haupt bis zur Satzfläche darf in der Länge und in der Breite nicht mehr als je 1 cm betragen.
2. Bei der zweiten Sorte dürfen Abweichungen nach allen drei Richtungen vorkommen und zwar nach Breite und Höhe um 1 cm und nach der Länge um $1^1/_2$ cm. Es kann daher beispielsweise beim Normalformat die Breite zwischen 9 und 11 cm, die Höhe zwischen 15 und 17 cm und die Länge zwischen 14,5 und 17,5 cm schwanken. Die Satzfläche muss mindestens $^3/_4$ der Kopffläche betragen.
3. Bei der dritten Sorte gelten die gleichen Festsetzungen wie für die zweite Sorte, jedoch mit dem Unterschiede, dass die Satzfläche mindestens $^2/_3$ der Kopffläche betragen muss.
4. Unter Umständen kann mit dem Unternehmer eine besondere Vereinbarung über Form und sonstige Verhältnisse der Pflastersteine getroffen werden. Für die Beurteilung der vertragsmässigen Lieferung sind dann die vom Unternehmer beim Angebot angegebener Masse und der hinterlegte Probestein entscheidend.

Die Pflastersteine werden in der Regel in Sand versetzt; man bringt deshalb, falls die Bettung nicht selbst aus solchem besteht, zwischen ihr und der Pflasterdecke eine Schichte Sandes an (Abb. 140), für die eine Dicke von etwa 3—10 cm genügt. Bei Verwendung einer Bettung aus Grobmörtel (Beton) hat man zuweilen, namentlich in englischen Städten, die Steine in Mörtel versetzt (Abb. 141); da man jedoch beobachtete, dass dadurch die Pflasterdecke zu starr wurde und Erschütterungen merklich zu den Gebäuden überleitete, lässt man gerne an Stelle des Mörtelbandes eine dünne Sandschichte treten. Dieselbe erhält immer nur eine sehr geringe Dicke (von etwa 1,5 cm) und man sortiert, um dies durchführen zu können, die Pflastersteine ihrer Höhe nach in mehrere Klassen.

Die Fugen zwischen den Pflastersteinen werden mit Steinsplittern, gesiebtem Kies oder Sand ausgefüllt, oder mit Asphalt oder asphaltähnlichen Massen ausgegossen, und zwar gewöhnlich nur in ihrem oberen Teile, manchmal wird auch in die, ganz mit steinigem Material gefüllten Fugen noch Asphalt eingegossen. Werden die Fugen lediglich eingesandet, so kann das Regenwasser durch dieselben hindurch unter die Pflasterdecke gelangen, was nur dann unbedenklich erscheint, wenn die Bettungsschichte, wie auch der Untergrund genügend durchlässig sind; ausserdem ist es nicht zu vermeiden, dass der Fugeninhalt und Teile der unter den Steinen befindlichen Sandschichte, ja selbst die Bettung nach oben gepresst werden, wodurch Senkungen der Decke und Verunreinigungen der Pflasteroberfläche verursacht werden. Beides wird durch Anwendung des Fugenvergusses verhütet, auch scheint durch Ausgiessen der Fugen dem Absprengen der Steinkanten entgegengewirkt zu werden, ein wenig mag es auch zur Lärmdämpfung beitragen.

Als Ausgussmasse benützt man heutzutage gewöhnlich Asphalt, der mit Teer versetzt wird und nur bei trockenem Wetter eingebracht werden darf. Der zuweilen beliebte Mörtelverguss der Pflastersteinfugen unterbleibt jetzt gewöhnlich aus dem gleichen Grunde, der gegen die Anwendung eines Mörtel-

bandes unter den Steinen spricht, sodann weil er die Auswechslung der Steine erschwert und weil dem Mörtel wenigstens eine Woche Zeit zur Erhärtung gelassen werden müsste, während bei Verwendung von Asphaltverguss die Eröffnung der Strasse sofort nach dessen Ausführung ermöglicht ist[1]).

Ausführung des Pflasters. Das Versetzen der Pflastersteine geschieht, wenn möglich, sogleich in der ganzen Breite der Fahrbahn, und bei stärkeren Längsneigungen von unten nach oben fortschreitend, nachdem einzelne Steine mittels Lehren und Visieren eingepasst worden, durch reihenweises Zusammenordnen von Steinen gleicher Breite mit tunlichst engen, in den verschiedenen Reihen regelmässig abwechselnden Fugen. Die durchlaufenden Reihenfugen richtet man entweder senkrecht zur Strassenachse oder (in den Städten) unter 45° zu dieser, im letzteren Falle ebenfalls über die ganze Strassenbreite durchlaufend, oder von beiden Seiten aus nur bis zur Mitte reichend und dort unter rechtem Winkel sich treffend. Ob bei schräg gerichteten Reihen wirklich, wie öfters angenommen wird, die Abnützung der einzelnen Pflasterstücke sich günstiger stellt als bei senkrechten

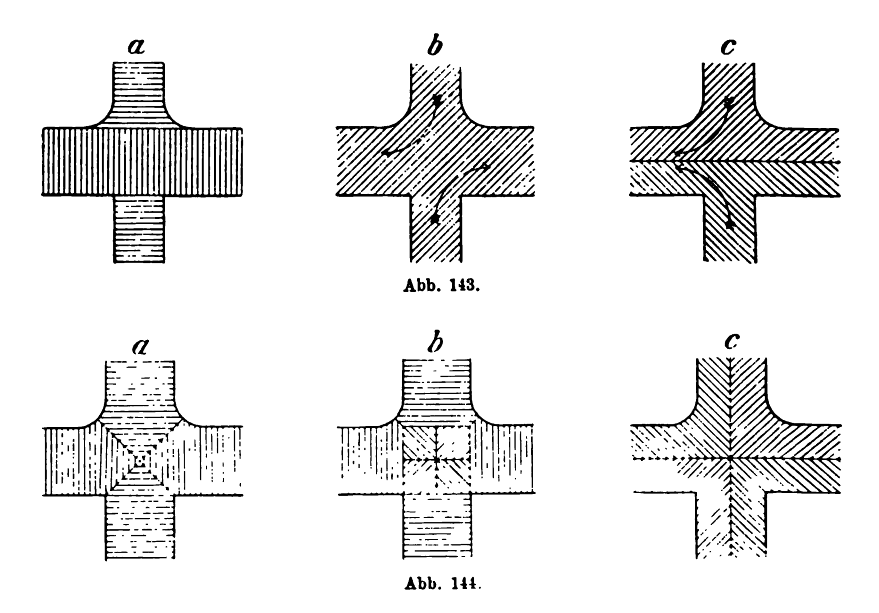


Abb. 143.

Abb. 144.

Reihen, kann nicht bestimmt erwiesen, wenn auch vielleicht wahrscheinlich gemacht werden, dagegen erfordert der Anschluss schiefer Reihen an die Rinnen dreieckige oder trapezförmige und an Gleisstränge fünfeckige Stücke, welch' letztere jedenfalls einen besonderen Kostenaufwand bedingen; auch in der Strassenmitte sind, wenn dort verschieden gerichtete schiefe Reihen zusammentreffen, besonders abgelängte Steine zu ihrer Verbindung erforderlich. Liegen Trambahngleise in der Strassenoberfläche, so wird die Pflasterdecke naturgemäss in einzelnen Streifen ausgeführt und man legt dann die Reihen innerhalb eines Gleises senkrecht zu dessen Längsachse, hauptsächlich mit Rücksicht auf die Querverbindungen zwischen den zusammengehörigen Schienensträngen.

[1]) Eine Zusammenstellung über die Anordnung von Pflasterstrassen, nämlich über die Unterbettung, das Material und die Abmessungen der Pflastersteine, den Fugenverguss u. dgl. aus einer ganzen Reihe von Städten findet sich in der Abhandlung: W., Neuere Erfahrungen über Fahrbahnbefestigungen in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 4 u. 5.

Bildet eine stärkere Sandschichte die Unterlage für die Steine, so werden diese satt in den Sand eingesetzt und nach Füllung der Fugen mit dem Hammer lotrecht und seitlich angetrieben, so dass möglichst enge Fugen entstehen und die Oberfläche der Steine eine Überhöhung von einigen Centimetern behält. Die richtige Höhenlage wird ihnen erst mittels verschiedenartiger, durch einen oder mehrere Arbeiter gehandhabter Rammen, oder auch mittels Walzen, in seltenen Fällen mittels Ramm-Maschinen [1]) unter Annässen und wiederholter Nachsandung der Fugen erteilt; das Rammen erfolgt öfters einigemal nacheinander. Nachdem die richtige Form der Strassenoberfläche auf solche Weise hergestellt worden, bringt man nochmals Sand auf, kehrt ihn mit stumpfen Besen in die Fugen ein und stösst ihn auch dort mit Stopfeisen fest, schliesslich überdeckt man die Pflasterfläche während einer Reihe von Tagen noch 1—2 cm hoch mit Sand, damit derselbe nach Erfordernis in die Fugen nachfallen kann. Diese Schichte wird bei trockenem Wetter wiederholt mit Wasser besprengt und auch erneuert, sobald die Körner unter den Verkehrseinwirkungen zu klein geworden sind.

Einige Sorgfalt erfordert die Anlage der Pflasterreihen an den Überkreuzungsstellen der Strassen. Handelt es sich um eine rechtwinkelige Kreuzung, so liegt es nahe, die Anordnung des Pflasters der wichtigeren von den beiden Strassen auf dem gemeinschaftlichen Platze beizubehalten und die Nebenstrasse stumpf anzustossen. Bei senkrecht zur Strassenachse gerichteten Reihen ergibt sich alsdann die in Abb. 143a dargestellte Anordnung. Die spitzen Winkel, die sich beim Anschluss der Steinreihen der Nebenstrasse an die Abrundungskreise der Fusswegecken ergeben, lassen sich vermeiden, wenn man diese Reihen an ihren Enden krümmt und senkrecht zur Bordschwelle richtet, oder eine Anordnung nach Abb. 144a trifft. Der Umstand, dass die aus der schmäleren Strasse über den Kreuzungsplatz fahrenden Wagen sich in der Richtung der durchlaufenden Reihenfugen bewegen müssen, würde teilweise vermieden, wenn nach Abb. 143b oder 143c schräg zur Strassenrichtung liegende Fugen zur Anwendung kämen, dagegen wäre es auch hierbei nicht zu vermeiden, dass die gewählte Fugenrichtung wenigstens für die in der Richtung der Pfeile oder umgekehrt aus einer Strasse in die andere übergehenden Fahrzeuge ungünstig bliebe.

Bei Überkreuzung zweier Strassen von gleicher Bedeutung kann die Fugenanordnung an der Kreuzungsstelle verschieden getroffen werden. Die Abbildungen 144a bis 144c zeigen Anordnungen für diesen Fall.

Schwieriger ist die Ausführung bei schiefwinkeliger Kreuzung der Strassen und dort, wo mehrere Strassen zusammentreffen. Hier kommt es darauf an, in jedem gegebenen Falle die geeignetste Anlage der Reihen zu treffen, so dass diese tunlich senkrecht zur Richtung des Verkehrs liegen, dass die unvermeidlichen Zwickelstücke in beschränkter Zahl, in möglichst einfacher Form und nicht zu kleinen Abmessungen auftreten. Beispiele siehe in Genzmer, Die städtischen Strassen, 2. Heft, S. 163 ff. In gekrümmten Strecken endlich werden die Steinreihen soweit wie möglich radial angelegt unter Verwendung keilförmiger oder verschieden breiter Steine; nur wenn zwei Strassen durch einen sehr scharf gekrümmten Bogen vereinigt werden, lässt man die in jeder Strasse senkrecht zur Achse gerichteten Reihen im Verbande zusammenschneiden.

Wegen Abkantung der Häuserecken siehe IV, C. I. C. Strassenkreuzungen etc., und wegen der Kosten: „Vergleich zwischen Asphalt- und Holzpflaster."

4. Platten- oder Quaderpflaster. Zuweilen bildet man besondere Steingleise für die Wagenräder aus grösseren, eng gefügten plattenartigen Stücken

---

[1]) Siehe Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, IV. Bd., XVI. Kap.

und pflastert den Raum zwischen ihnen und zur Seite derselben in gewöhnlicher Weise. In italienischen Städten belegt man sogar die ganze Strassenbreite mit solchen grossen Pflasterstücken, wobei die durchlaufenden Fugen ebenfalls senkrecht zur Strassenachse, oder unter 45° dazu angelegt werden. Wichtig ist, Steinarten zu wählen, die nicht glatt werden; auch führt man zuweilen eine künstliche Rauhung durch eingemeisselte Furchen aus, die aber gewöhnlich nicht lange nachhält.

b) Kunststein-Pflaster.

1. Klinkerpflaster (Backsteinpflaster). In den Ländern der norddeutschen Tiefebene, insbesondere in Oldenburg und Hannover, sodann in den Niederlanden, wo natürliche Steine fehlen, dagegen passende Tonarten zur Verfügung sind, hat man seit langer Zeit Backsteine auch zum Strassenbau verwendet. Ähnliches gilt von Amerika, insoferne dort gebrannte Steine seit Anfang der siebziger Jahre (zuerst in der Stadt Charleston) immer häufiger Anwendung zur Befestigung städtischer Fahrbahnen gefunden haben. Endlich kann noch auf Ungarn hingewiesen werden, wo schon seit längerer Zeit Land- und Stadtstrassen mit Klinkerpflaster befestigt werden.

Zur Herstellung der hier in Frage stehenden Kunststeine, der sogenannten Klinker, eignen sich Tonarten, die bis zur Sinterung gebrannt werden können, ohne dass sie dabei spröde werden. Tone, die diese Eigenschaft besitzen und ohne besondere Beimengungen zur Fabrikation verwendet werden können, kommen in der Natur vor, z. B. in der norddeutschen Tiefebene, dagegen verlangt der in Ungarn gewöhnlich verarbeitete Ton wegen seines grossen Kalkgehaltes besondere Zuschläge; in Amerika ist eisenhaltiger Schieferton das gewöhnliche Material für die Klinkerherstellung. Die Klinker werden entweder als Handstrichsteine oder maschinenmässig mit Strang- oder Trockenpressen hergestellt, bis zur Sinterung gebrannt und langsam abgekühlt. Um ein vollständiges Brennen erzielen zu können, erhalten sie etwas kleinere Abmessungen wie die gewöhnlichen Backsteine, in Norddeutschland z. B. kommen Masse von ungefähr 23 : 11 : 5 cm vielfach vor; ähnliches gilt insbesondere auch für die amerikanischen Klinker. Wichtig ist es, möglichst gleichmässig gebrannte Stücke zu verwenden; von den Steinen eines und desselben Brandes ist deshalb immer nur ein Teil zum Strassenbau geeignet. Gute Klinker müssen eine regelmässige Form haben, dürfen nicht krumm und windschief sein und keine Blasen und Risse zeigen. Sie sollen nicht verglast, aber bis ins Innere hart gebrannt sein, wenig Wasseraufnahmefähigkeit zeigen und, mit dem Hammer angeschlagen, einen hellen, scharfen Klang geben. Die Farbe der Klinker ist verschieden, aus Klai hergestellte sind gelblich, aus Lehm und Ton bestehende bläulich-rot[1]).

Die Bauweise der norddeutschen Klinkerstrassen mag aus der alten hannoverschen, auf langjähriger Erfahrung beruhenden Instruktion, nach der auch heute noch verfahren wird, entnommen werden[2]):

---

1) Ausführliches über Material und Herstellung von Klinkern gibt Osthoff in seiner Schrift: Die Klinker und die Klinkerstrassen, Leipzig 1882. Bezüglich amerikanischer Tonmaterialien sei auf die aus den Eng.-News entnommenen Angaben in der Ztschrft. f. Transportw. u. Strassenbau 1889, S. 220, 258 verwiesen. Über „Herstellung von Pflastermaterialien aus tonigen Stoffen“ siehe Deutsche Töpfer- u. Zieglerzeitung 1902, oder Ztschrft. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 269.

2) Kaven, Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften an der polyt. Schule zu Aachen. Der Wegebau, Hannover 1870, 2. Aufl. S. 241 ff. — Osthoff, der Strassen- und Wegebau, Leipzig 1882, S. 226 ff.

Die **Unterbettung** aus Kies oder grobem Sand darf keine vegetabilischen Teile und an der Oberfläche keine grobkörnigen Geschiebe enthalten. Sie wird je nach der Art des Untergrundes 25—50 cm stark gemacht und unter Nässen mit Walzen gedichtet. Vor dem Einsetzen der Klinker ist die Bettung durch eine mit Eisen beschlagene, stellbare Lehre nach der Wölbung der Strassenbahn abzuziehen. Die Lehre wird zu diesem Zwecke auf Latten bewegt, die über die Bordsteine oder die Läuferschicht gelegt sind. Jede Auflockerung der so geregelten Bettungsschichte ist sorgfältig zu vermeiden, nötigenfalls durch Nachstampfen wieder zu beseitigen.

Borde sind stets zur Einfassung anzubringen, und zwar, wenn möglich, aus natürlichen Steinen, und nur in Ermangelung solcher aus Klinkern. Die Naturstein-Borde bestehen aus einer Reihe hochgestellter Steine, an die sich eine oder zwei Läufer-Reihen aus Klinkern im Verbande anschliessen. Letztere bestehen jede aus einer in der Achsenrichtung der Strasse, der Länge nach gestellten Klinkerreihe und haben den Zweck, den Druck auf die Natursteine besser zu verteilen. Klinker-Borde werden aus drei gegen einander versetzten Reihen Klinker gebildet, deren Hauptflächen bei stehender Breitenkante gleichlaufend mit der Strassenachse angeordnet sind. Die innere, erste Klinkerreihe liegt um etwa 1 cm unter der Oberfläche der Fahrbahn, und jede nach aussen hin folgende Reihe um 2,5 cm tiefer als die vorhergehende. Für die mittlere Reihe dürfen Bruchstücke von mindestens $^1/_2$ Steinlänge benutzt werden. Die Kopfsoden, aus denen die erhöhte Berme gebildet wird, bedecken die Bordsteine (Abb. 145). Auf Seite des Sommerwegs überdeckt dessen Kante die Bordreihen.

Die Steinbahn wird nach einem Kreisbogen von $^1/_{50}$ bis $^1/_{30}$ Pfeil gewölbt.

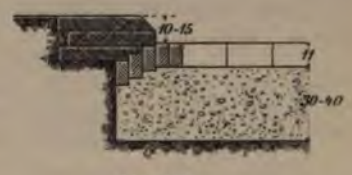


Abb. 145.

Das **Setzen der Klinker** erfolgt reihenweise, senkrecht gegen die Bahnachse, wobei dieselben auf die schmale Langseite gestellt werden, so dass die Dicke des Klinkerbelags einem halben Steine gleich wird. Die Stossfugen der einen Reihe werden durch die Steine der folgenden Reihe überdeckt. Mit dem Einsetzen der Steine ist bei jeder Reihe von der Seite der erhöhten Berme aus zu beginnen. Die ersten Klinkerreihen sind nach einer hohlen Lehre zu setzen; beim Einbringen der übrigen Reihen haben die Arbeiter eine die Strassenoberfläche angebende, ausbuchtende (konvexe) Lehre hinter sich zu führen und den Steinen nach kleinen Richtscheiten, welche von der Lehre zu den fertigen Reihen, gleichlaufend mit der Strassenachse gelegt werden, die richtige Höhenstellung zu geben.

Die Steine sind namentlich in den Stossfugen scharf zusammenzusetzen. Um möglichst dichtes Aneinanderschliessen der Steine jeder einzelnen Reihe zu bewirken, werden die Reihen zunächst auf eine längere Strecke (ohne Sand dazwischen) eingesetzt, jedoch in jeder Reihe der letzte Stein zurückgelassen. Alsdann wird jede einzelne Reihe von der für den Schlussstein gebliebenen Öffnung ab mit dem Hammer (unter Vorhalten eines Brettes) fest zusammengetrieben, ohne dass dadurch eine Hebung herbeigeführt wird. Hierauf wird der Schlussstein eingesetzt. Dies Verfahren erstreckt sich nicht auf die zuletzt gesetzten 8—10 Reihen der in solcher Weise zu bearbeitenden Strecke; diese werden erst beim Zusammentreiben der nächsten Strecke in vorgeschriebener Weise behandelt.

Die besten, härtesten und am regelmässigsten geformten Klinker sind in diejenigen Breitenteile der Bahn zu bringen, die von dem Fuhrwerke vorzugsweise benützt werden. Auf nicht sehr breiten Strassen werden nämlich die Streifen zu beiden Seiten der Mitte, im Abstande von 2—$2^1/_2$ Fuss (0,6—0,75 m) von dieser, von den Rädern der Fahrzeuge besonders getroffen, weil auf schmalen Bahnen diese sich vorzugsweise auf der Mitte halten.

Sind auf Strecken von mindestens 80 Fuss (etwa 25 m) Länge die Steine eingesetzt, so werden die Fugen mittels Brausen eingewässert und etwa hervorragende Steine mit einer leichten hölzernen Stampfe in die Bahnfläche gebracht, auch die zu tief stehenden Steine sorgfältig mittels Schlüssels ausgehoben und in die richtige Lage gesetzt. Dann wird reiner Sand in dünnen Lagen (trocken) übergestreut, in die Fugen gefegt und während des Giessens mit stumpfen Besen so lange hin und her und weiter eingefegt, bis die Fugen vollständig zugefüllt sind.

Um den Untergrund nicht zu sehr zu erweichen, ist das Einschwemmen nicht zu lange an einer und derselben Stelle fortzusetzen, sondern an mehreren Tagen nacheinander zu wiederholen. Hierbei ist vor Aufbringen des Sandes die Bahn mit Wasser zu übergiessen und zu untersuchen, ob sich noch Fugen öffnen, die dann ferner voll zu schwemmen sind.

Sind alle Fugen geschlossen, so ist die Bahn mit einer Sandlage, zunächst von $^1/_2$ Zoll (1,2 cm) Stärke gleichmässig zu überdecken. Später muss die Stärke dieser Decke auf $^1/_4$ Zoll (0,6 cm) ermässigt werden. Wesentlich ist es, dass Klinkerbahnen trocken liegen, damit nicht Feuchtigkeit, in Sandlage und Untergrund dringend, bei Frost die Bahn gefährde. Daher seitlichen Abfluss durch Drains im Planum, oder unter den Fusswegen durch, möglichst zu

befördern. Diese Drains brauchen nicht immer in Frostlinie zu liegen. Geringe Steigungen sind bei Klinkerbahnen des Wasserabflusses wegen erwünscht.

An Überlaufstellen oder belebten Wegübergängen sind sogenannte Stromlagen oder Flechtgewebe in der Art zu bilden, dass zwei benachbarte Scharen unter einem Winkel von 45° gegen die Längenachse zusammenstossen (Abb. 146). In starken Krümmungen sind die Scharen in einem Winkel von 45° gegen den Halbmesser der Krümmung zu setzen, jedoch ist es in der Regel vorzuziehen, das Pflaster in Krümmungen aus natürlichen Steinen herzustellen, weil Klinker dabei verhauen werden müssen. Pflasterstrecken aus natürlichen Steinen sind auch dort in entsprechender Länge anzuordnen, wo unbesteinte Wege in die Klinkerbahn einmünden und ein Aufschleppen von fettem Boden durch Pflasterung der Auffahrten nicht hinreichend verhütet werden kann.

In Amerika, wo die Verwendung von Backsteinpflaster zur Befestigung städtischer Fahrbahnen in den letzten 2 Jahrzehnten sehr stark zugenommen hat, pflegte man früher in folgender Weise zu verfahren: Der Untergrund oder eine etwa erforderliche Bettung aus Steingeschläg wurde nach dem erforderlichen Querschnitt abgeglichen und sorgfältig eingewalzt. Auf die so gebildete Fläche kam eine ebenfalls unter Nässen künstlich gedichtete und abgeglichene Sand- oder Kiesschichte von 4—6 Zoll engl. Höhe und darauf eine Flachziegel-Schichte, die aus dicht zusammengerückten Backsteinen bestand, deren Lagerfugen mit der Strassenrichtung gleich liefen, während die Stossfugen gegeneinander versetzt waren. Eine ungefähr 1 Zoll dicke Lage feinen Sandes über den Backsteinen hatte den Zweck, die Fugen zu füllen und die Unterlage für die nun folgende oberste Rollschichte aus stehenden Klinkern zu bilden, die entweder in Reihen senkrecht zur Strassenachse oder im Zickzack- oder Ähren-Verband gelegt wurden. Über die versetzte Rollschichte wurde zur Füllung der Fugen eine dünne Lage gesiebten Sandes ausgebreitet, die Walzung derselben vorgenommen und schliesslich eine Deckschichte von ungesiebtem Kies in der Stärke von 1 Zoll aufgegeben.



Abb. 146.

Statt der oben erwähnten Flachschichte aus Backsteinen verwandten manche Unternehmer eine Lage einzölliger, geteerter Bretter, die gleichlaufend mit der Strassenachse, dicht nebeneinander verlegt wurden, so dass sich beispielsweise in einem bestimmten Falle der Fahrbahnkörper aus einer 3—4″ engl. starken Sandschichte, der 1 zölligen Bretterlage, einer Sandschichte von $1\,^1/_2$″ Dicke, der aus den hochkantigen Klinkern gebildeten eigentlichen Decklage, endlich der Abdeckungsschichte aus Kies zusammengesetzte.

Nach den Ausführungs-Bestimmungen der Backstein-Pflasterungen in Nebraska[1]) liegt die Mitte der kreisbogenförmigen Strassenoberfläche in gleicher Höhe mit der Bordschwellen-Oberkante und um 8″ engl. höher als die Sohle des Rinnsteins. Der Querschnitt der Bettung muss genau dem der Strassenoberfläche entsprechen. Die Dichtung derselben hat mit einer 80 Pfund schweren Stampfe oder mittels einer Walze vom Mindestgewicht gleich 250 Pfund zu geschehen. Zur Herstellung der in der Regel 6 Zoll starken Bettung darf, wenn sie mit Sand gebildet wird, nur reiner Fluss- oder Strandsand verwendet werden. Bei Strassenkreuzungen sollen die Klinkerreihen unter 45° gegen die Strassenachse gerichtet werden. Die Klinker sollen mindestens $7^1/_2$″ lang, 4″ breit und 2″ stark sein; grössere Abmessungen als $9 : 4^1/_2 : 2^1/_2$″ sollen nicht zugelassen werden. Zur Erzielung einer vollkommenen Fläche ohne Vorspringen einzelner Steine werden diese abgewalzt oder gestampft. Um das Zertrümmern der Ziegel beim Rammen zu verhüten, werden 2″ starke Brettstücke in einer Länge von 10—12″ untergelegt, die nach Massgabe des Fortschrittes der Rammarbeit zu verschieben sind.

Neuerdings bleiben Bretterlagen und Flachziegelschichten weg; der Untergrund wird abgeglichen und gewalzt, darauf kommt eine tragende Schichte aus eingewalztem Sand oder Kleingeschläg, öfters auch eine solche aus Stampfbeton, die man 2,5 bis 5,0 cm hoch mit Sand bedeckt, in die alsdann die Klinker

1) Brick Pavement Specifications for Nebraska City, Neb., Engineering News 1890, I, p. 293, deutsch in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1890, S. 183.

hochkantig versetzt und sorgfältig gerammt oder gewalzt werden. An Stelle der Sandfüllung der Fugen kommt jetzt öfters ein Verguss derselben mit Teer, Asphalt oder Zementmörtel zur Anwendung, auf die Oberfläche der Ziegelschichte kommt, wie bisher, eine deckende Sandlage [1]).

Wenn man auch die aus Amerika stammenden Urteile über Klinkerpflasterungen und noch mehr vielleicht die im eigenen Lande von beteiligter Seite gegebenen Hinweise auf die betreffenden Erfolge der Amerikaner nur mit Vorsicht aufnehmen darf, so kann doch als zutreffend gelten, dass in zahlreichen amerikanischen Städten, besonders in neuerer Zeit, befriedigende Erfahrungen gemacht worden sind hinsichtlich leichter Ausführung, Reinhaltung und Abnützung, wie auch wohl Lärmdämpfung. Ebenso aber scheint auch festzustehen, dass dies nur unter verhältnismässig günstigen Verkehrsbedingungen der Fall war, sei es, dass es sich überhaupt nur um einen mässigen Verkehr handelte, oder dass der schwere und zugleich schnelle Verkehr keine besondere Rolle spielte u. dgl. m. Jedenfalls sind diese Umstände wohl in Erwägung zu ziehen, wenn an die Ausführung von Klinkerpflaster in grossen Städten bei uns gedacht wird. Inwieweit das in Amerika zur Herstellung von Klinkern benützte Tonmaterial von Einfluss auf die erzielten Erfolge war, lässt sich nicht angeben [2]).

Zur weiteren Klärung der Sache wird der Umstand dienen, dass auch die Amerikaner die Brauchbarkeit der Klinker nicht immer bedingungslos hervorgehoben, sich vielmehr zuweilen auch gegen dieselben ausgesprochen haben, wie das folgende aus den Engin-News, Januar 1888 entnommene [3]) Urteil beweist:

Was die Wahl des Materials für Pflasterungen betrifft, so muss bemerkt werden, dass (Eisen und) Ziegelstein wohl ohne weiteres auszuschliessen sind. Selbst der härteste Ziegelstein ist brüchig und spröde; die Kanten werden durch die Schläge der Pferdehufe und die schweren Wagenräder bald gebrochen. Man hat Backsteinpflaster mit fast jeder anderen Pflasterart, die nur in Vorschlag gebracht wurde, in Washington im Jahre 1874 versucht; es stellte sich das Backsteinpflaster für verkehrsreiche Stadtstrassen als unbrauchbar heraus und musste nach wenigen Jahren aufgenommen und durch Asphaltpflaster ersetzt werden. Es ist das Backsteinpflaster seitdem in einigen kleineren Städten im Tale des Ohio versuchsweise angewandt worden; für die Verkehrsverhältnisse in grösseren Städten ist diese Pflasterart, wie gesagt, nicht geeignet.

Erfahrungen mit norddeutschen Klinker-Landstrassen endlich sind aus einem Vortrage des Oldenburgischen Baurats Euler „Die Chauseen im Herzogtum Oldenburg", gehalten im Technischen Verein zu Oldenburg am 2. April 1881 zu entnehmen [4]). Demnach hat sich diese Art von Strassen bei mässig starkem Verkehr sehr gut bewährt.

„Nur in einigen wenigen Strecken mit sehr starkem und fast ausschliesslich in schweren Frachten bestehendem Verkehr haben sich Klinker nicht bewährt, sich nicht als ausreichend erwiesen, indem hier die Fahrbahn sehr häufige Ausbesserungen erfordert und jedesmal erheblichen Materialzuschuss. In diesen Strecken wird man sich vielleicht entschliessen müssen, Pflaster aus regelmässig behauenen Steinen zu legen, das mit Ausnahme einiger städtischen Strassen in unseren Landstrassenzügen bisher nicht vertreten war."

In gleichem Sinne spricht sich Nessenius aus: [5])

---

1) Eine eingehende Beschreibung der Herstellung von Backsteinpflaster in Jackson siehe in dem Artikel: Brick street paving in Jackson, Mich., Engineering News 1896, I, p. 282.

2) Über Prüfung von Pflasterklinkern siehe auch: Standard methods of testing paving brick, Engineering News 1898 II, p. 84; New standard method of testing paving brick; National Brick Manufacturers' Association, ebenda 1900 I, p. 206; Paving brick and brick pavements, by Daniel B. Luten, Purdue University, read before the Indiana Engineering Society, Febr. 1, The Engineering Record 1900 I, p. 196.

3) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1888, S. 37.

4) Osthoff, Die Klinker und die Klinkerstrassen, Leipzig 1882, S. 42.

5) Deutsche Bauz. 1902, S. 271 rechts oben.

„In Ostfriesland sind die meisten Strassen mit Klinkerpflaster befestigt, das ausserordentlich angenehm zu befahren ist und bei nicht zu grossem, leichtem Verkehr durchaus genügt, bei schwerem Lastenverkehr aber vollständig versagt."

2. Keramitpflaster. Mit diesem Namen wird in Ungarn zuweilen allgemein das Backsteinpflaster bezeichnet, insbesondere aber gilt er für das in Buda-Pest[1]) auf den Fahrbahnen verwendete Pflaster dieser Art. Die gelblich aussehenden, von der „Ungarischen Keramitfabrik, Aktiengesellschaft" oder von der „Pester Steinkohlen- und Ziegelfabrik, Aktiengesellschaft" gelieferten Backsteine bestehen aus einer nicht genauer bekannten Masse, die unter hohem Druck gepresst und sodann gebrannt wird. Ihre Form hat im Laufe der Zeit mehrfach gewechselt; zuerst wurden sie als quadratische Platten von ziemlich bedeutender Seitenlänge hergestellt, später etwas kleiner mit und ohne Abschrägung der Kanten, jetzt in Ziegelform von 8, 10 und 20 cm Seitenlänge. Zurzeit unterscheidet man dreierlei Keramitpflaster für die Fahrbahnen: Bei der ersten werden die Ziegel auf einer 15 cm starken Betonlage, und bei der zweiten auf einer solchen von 10 cm, jedesmal in eine Sandschichte von 3 cm Dicke versetzt und die Fugen mit einer asphaltartigen Masse ausgegossen; bei der dritten Sorte kommen fehlerhafte Stücke auf einer 10—15 cm hohen Betonlage zur Verwendung.

Nach der Angabe des Vortragenden sind zum Teil sehr ungünstige Erfahrungen mit Keramitpflaster gemacht worden; er ist der Meinung, dass bei den Verhältnissen in Buda-Pest in Strassenzügen mit grossem und schwerem Verkehr das Granitpflaster am geeignetsten sei; auch Stampfasphalt vertrage den stärksten Verkehr, Zu den Pflasterungen zweiter Güte rechnet er den Gussasphalt (Stärke der Decke 5 cm), das Holz- und Trachytpflaster, letzteres auf einer Bettung von Kleingeschläg, endlich das oben an erster Stelle genannte Keramitpflaster, vorausgesetzt, dass die Ziegel für letzteres sorgfältig ausgesucht und seine Ausführung mit aller Sorgfalt bewirkt wird. Hinsichtlich seiner Dichtigkeit stehe dieses Keramitpflaster unter den Pflasterungen 2. Ranges an erster Stelle, aber trotz aller Sorgfalt bei der Herstellung seien Keramitziegel weder verlässlich noch stets dauerhaft und bedingten häufige Ausbesserungsarbeiten; das Keramitpflaster habe zwar ein schönes Aussehen und zeichne sich durch Reinlichkeit aus, sei aber geräuschvoll. Alles in allem eigne sich dasselbe nur für Seitenstrassen.

Als Durchschnittspreise für die 3 Sorten Keramitpflaster, unter Ansatz aller Material- und Lohnkosten, jedoch mit Ausschluss der Erdarbeiten, wird beziehungsweise 7 fl. 20 kr. (12,25 Mk.), 6 fl. 60 kr. (11,23 Mk.) und 4 fl. 50 kr. (7,66 Mk.) für das Quadratmeter angegeben.

3. Schlackenpflaster. Von sonstigen, künstlichen Pflastersteinen sind vor allem die Schlackensteine zu erwähnen, die zuweilen aus geeigneten Stücken der Hochofenschlacken zugehauen, öfters jedoch dadurch gewonnen werden, dass man die flüssige Schlacke in Formen giesst und sehr langsam abkühlt. Von besonderer Bedeutung sind die Schlackensteine der „Mansfeldschen Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft in Eisleben", die aus der beim Rohschmelzen des Kupferschiefers anfallenden flüssigen Schlacke durch Temperguss gewonnen werden. Im Jahre 1902 wurden über 15 ½ Millionen Pflasterstücke dieser Art hergestellt, eigentliche Pflastersteine und Platten verschiedener Grösse; erstere haben eine Kopffläche von 16 : 16 cm, oder 16 : 12 cm bei einer

[1]) Eine Mitteilung über die im Jahre 1879 ausgeführte Versuchsstrecke findet sich in J. Seefehlner, Die Anlage und Pflasterung der Budapester Strassen und Plätze, Zeitschr. f. Baukunde 1882, S. 75. Siehe sodann Oberingenieur Nagel, Das Strassenpflaster in Buda-Pest, Mitteilungen aus einem Vortrage des Oberingenieurs J. v. Mihályfi am 21. April 1898 im ungarischen Ing.- u. Arch.-Ver., Zeitschr. f. Transp. u. Strassenb. 1898, S. 345 u. 378. Eigene Beobachtungen an Ort und Stelle.

Höhe von 13 bis 17 cm. Sie zeichnen sich durch regelmässige Form aus, gestatten die Bildung ebener Strassenoberflächen mit engen Fugen, dämpfen daher den Strassenlärm und lassen eine gute Reinigung zu; ihr Preis stellt sich niedriger wie beim Pflaster aus Naturstein. Geklagt wird zuweilen, dass sie, namentlich unter Fussgängerverkehr, glatt werden und dass durch schwere Verkehrslasten einzelne Steine zerbrechen. Für Hannover wurde der Preis des fertigen Pflasters zu 13,5—14,5 Mk./qm angegeben.

4. Pflaster mit Asphaltblöcken. Kunststeine aus Asphaltmasse sind in Amerika schon seit einem Menschenalter, in England ebenfalls schon seit langer Zeit versuchsweise ausgeführt worden. In Amerika z. B. wurden zerquetschte Kalksteine in der Grösse von 1/4 Zoll bis zur Staubform mit 10% zubereitetem Trinidad-Asphalt als Bindemittel, neuerdings harte Gesteine an Stelle des weichen Kalksteins innig gemischt, unter sehr hohem Druck in Formen gepresst und im Wasserbade allmählich abgekühlt. Solche Kunststeine von sehr verschiedenen Abmessungen werden öfters in ein Sandbett versetzt, ihre Fugen sind von vorneherein sehr eng und schliessen sich allmählich ganz. Sichere Erfahrungen zur Beurteilung solcher Pflasterdecken liegen zurzeit noch nicht vor[1]).

Ausserdem werden neuerdings vielfach Versuche zur Pflasterung städtischer Strassen mit Kunststeinen der verschiedensten Art gemacht, deren Ergebnis man abwarten muss. Besonders günstig lauteten die in München und Nürnberg gemachten Erfahrungen mit einem Kunststein, der von Bernhard Hess u. C. in Wurlitz bei Oberkotzau im Fichtelgebirge hergestellt wird. Nach dem patentierten Verfahren wird gemahlenes Serpentingestein als Hauptmaterial mit Bindemitteln vermengt, unter hohem hydraulischen Druck in Stahlformen gepresst und die so gewonnenen Steine im Porzellanofen gebrannt. Die zur Verwendung gelangten, an den Kanten etwas abgeschrägten Steine von 15 cm Höhe, 11 cm Breite, sowie 18 und 27 cm Länge sollen sich gleichzeitig durch grosse Härte und Zähigkeit, sowie Lärmdämpfung und dauernde Rauhigkeit auszeichnen[2]).

Strassen besonderer Art.

Zementstrassen. Zementmacadamstrassen. Betonstrassen.

Grobmörtel aus Zement ist zur Fahrbahn-Befestigung zuerst in französischen Städten zur Anwendung gekommen. Nach Arnaudon[3]) wurde Beton als Pflastermaterial in Grenoble schon im Jahre 1869 in Anwendung gebracht. Es scheine, als ob durch dasselbe alle anderen, versuchsweise eingeführten Materialien verdrängt werden wollten. Es sei zweifellos, dass das Zementpflaster in gleiche Reihe mit anderen guten Pflastersorten gestellt werden müsse, soweit Dauerhaftigkeit, Billigkeit der Unterhaltung, Reinlichkeit und Bequemlichkeit sowohl für Zugtiere und Wagen, wie für Fussgänger in Frage kommen. Die Herstellungskosten betrügen nur die Hälfte von jenen des Holzpflasters.

Bei der Ausführung kommt auf den, nach Quer- und Längsschnitt der Fahrbahn abgeglichenen Untergrund eine Bettungsschichte von genügender Stärke aus Steingeschläg und auf diese alsdann der Beton, bei stark befahrenen Strassen in einer Höhe von 15—20 cm, der aus einem Raumteil Zement und

---

1) Asphalt- und Asphaltsteinpflasterungen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1901, S. 193.

2) Rettig, Neues Steinpflaster, Deutsche Bauzeitung 1893, S. 287.

3) Du pavage en général et particulièrement du pavage en Ciment avec observations faites à Grenoble, Le moniteur scientifique 1889, 1, p. 323—333; Mitteilung davon in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1890, S. 133, 146.

neun Teilen steinigen Materials zusammengesetzt wird. Die Betonmasse, die gleichmässig aufgetragen und mittels Schlägeln u. dgl. gedichtet und geebnet wird, dient als Unterlage für die eigentliche Deckschicht. Letztere besteht aus Zementmörtel (ein Raumteil reiner Zement und ein Teil nicht zu feiner, gewaschener Quarzsand), erhält eine Dicke von 2—5 cm und wird auf den noch nassen Beton aufgebracht, weil nur so die erforderliche Verbindung beider zu stande kommt. Die Vollendung der Pflasterdecke erfolgt mittels Schlägeln, Walzen oder anderen geeigneten Werkzeugen.

Sobald die Zementdecke genügend fest geworden ist und Sandkörner nicht mehr an ihr haften (d. h, nach einigen Stunden, je nach der Trockenheit der Luft und ihrer Temperatur), bedeckt man dieselbe mit einer Sandschicht in der Stärke von etwa 0,10 m und nässt diese vollständig. Dieselbe hat ausser der Aufgabe, Rissbildungen im Mörtel zu verhindern, auch die Wirkung, dass die Decke eine gleichmässige, dunkelbraune Farbe behält. Es empfiehlt sich, den Wagenverkehr auf zementierten Strassen erst nach etwa 20 Tagen zuzulassen; um aber die Strasse während dieser verhältnismässig langen Zeit dem Verkehr nicht entziehen zu müssen, kann man die Zementdecke durch einen Holzbelag schützen, aus Brettern gebildet, die, dicht aneinander stehend, die ganze Breite der Strasse einnehmen. Mit Hilfe dieser einfachen Einrichtung war es in Grenoble möglich, die Fahrbahn sofort nach ihrer Fertigstellung dem Personen- und Wagenverkehr zu übergeben; die Herstellung selbst hatte nur 15 Tage gedauert.

Ein anderer Techniker derselben Stadt äusserte sich nach demselben Berichte folgendermassen: Trotz der Unterbrechung des Verkehrs in Städten, wo das vorhandene Steinpflaster durch Zement ersetzt wurde, ertrugen die Einwohner diese Unbequemlichkeit nicht nur willig, sondern es wurde von ihnen der Ersatz sogar gefordert, weil man sich hatte überzeugen können, dass ein Verzug, selbst von 40 Tagen, durch die lange Zeit von 15 Jahren reichlich entschädigt wird, während welcher das Zementpflaster keiner weiteren Arbeit oder Ausbesserung unterzogen zu werden braucht. Nichtsdestoweniger sei in den letzten Jahren zur Verminderung der aus der langen Erhärtungszeit des Betons sich ergebenden Unbequemlichkeiten das Pflaster nach Massgabe des Arbeitsfortschrittes mit einem Pappelholzbelage von 3 cm Stärke belegt worden, wodurch die neue Bahn soweit geschützt werde, dass eine sofortige Verkehrsübergabe ermöglicht sei. Ein derartiger Holzbelag dauere etwa zwei Monate, nach welcher Zeit (und selbst vorher schon) der Zement eine genügende Härte erlangt habe, um den Verkehr selbst schwerer Lastwagen auszuhalten. Man rechne, dass die Kosten dieses Holzbelages sich auf 1 fr. für das Quadratmeter belaufen, so dass das Zementpflaster sich danach auf 11 fr. anstatt auf 10 fr. das Quadratmeter stelle. Des weiteren werden noch Angaben über die Dauer des Zementpflasters gemacht. Der Verfasser ist schliesslich der Meinung, dass Misserfolge mit Zementpflaster in der mangelnden Güte des Zements und in der Unerfahrenheit der Bauunternehmer begründet seien.

In Deutschland sind sogenannte Zementmacadamstrassen, abgesehen von vereinzelten kleinen Versuchen, beispielsweise in Leipzig und Frankfurt a. M., seit Anfang des neunten Jahrzehnts des vorigen Jahrhunderts in einer Reihe von Städten in Aufnahme gekommen, besonders für Strassen in den Schlacht- und Viehhöfen daselbst[1]). Auch hier wird, abgesehen von einer etwa erforder-

---

[1]) Prasse, Strassenfahrbahnen aus Zementmacadam, Zentralblatt d. Bauverw. 1900, S. 9. Zementmacadam, Deutsche Bauz. 1900 S. 151. Dietrich, Zement-Macadam, Ebenda S. 550. Dahnhardt, Basaltzementpflaster, Zeitschft. f. Transportw. u. Strassenb. 1901, S. 49.

lichen Bettungsschichte, der eigentliche Fahrbahnkörper in einer Dicke von rund 20 cm aus einer stärkeren Schicht mageren Betons (etwa 1 : 10) und einer schwächeren, etwa 5 cm hohen Deckschicht zusammengesetzt, die auf jene noch im frischen Zustande derselben nach einigen Tagen aufgebracht, angestampft, manchmal auch unter Formblechen von der Seite her gedichtet[1]), mit Reibbrettern behandelt und schliesslich mit flüssigem Zementmörtel überdeckt wird. Die Menge des für die obere Schichte verwendeten Steingeschlägs und Sandes, sowie die Art des ersteren und seine Korngrösse wird von den Unternehmern verschieden gewählt; nicht unwichtig ist es, die Härte des Steingeschlägs mit Rücksicht auf die des Bindemittels nicht zu gross zu wählen, damit eine tunliche Gleichmässigkeit der Masse erzielt wird. Fehlt diese, so wird die Oberfläche nur zu leicht uneben und lärmend. Nach Fertigstellung des Pflasters bleibt dasselbe im Schutze einer Sandschichte 1 bis 2 Wochen liegen, ehe der Verkehr darüber geleitet wird. Die Kosten stellen sich ungefähr halb so hoch wie die des Granitwürfelpflasters.

Die unangenehme Neigung der betonierten Fahrbahnkörper zu Rissbildungen hat man auf verschiedene Art zu beseitigen gesucht, namentlich indem man künstliche Fugen von vorneherein anlegte und sie mit passenden Stoffen verschiedener Art ausfüllte[2]). Robert Kieserling in Altona, der eine grosse Anzahl von Zementstrassen unter dem Namen „Basaltzementstein-Pflaster" (D. R. P. und P. A. E. W.) ausführte, verlegt auf dem entsprechend zubereiteten Untergrunde eine Zementbetonschicht von 14 bis 15 cm Stärke und darauf eine 5 bis 6 cm starke Deckschicht aus der pantentierten Basaltzementstein-Masse, zu deren Herstellung ein nur der Firma bekanntes Bindemittel verwendet wird. Ausserdem bringt Kieserling in Abständen von 8 bis 15 m quer über die Fahrbahn laufende Fugen an, die ebenfalls mit der erwähnten Masse ausgefüllt werden[3]). Ursprünglich wurden diese Fugen mittels zweier Winkeleisen gebildet, neuerdings werden sie mit zwei stehenden Flacheisen hergestellt, die mit der Oberschicht des Fahrbahnkörpers verankert werden. In Bremen stellten sich die Kosten solchen Oberbaues auf 8,50 Mk./qm, wozu für Fugen noch 5,0 Mk./m kamen[4]).

In den Jahren 1898 bis 1904 sind von Kieserling in 16 deutschen Städten rund 127 000 qm auf Fahrbahnen, Fusswegen und in Schlacht- und Viehhöfen verlegt worden. Die Urteile darüber lauten günstiger wie über Zementstrassen überhaupt.

Neuerdings sind auch in Amerika Zementstrassen ausgeführt worden, ungefähr in derselben Weise wie in Europa, nachdem in Bellefontaine (Ohio) schon im Jahre 1892 Versuchsstrecken angelegt worden waren. G. W. Bartholomew gibt in „Engineering News" eine Beschreibung dieses Oberbaues[5]). Demnach wurde die Strasse bis zu einer Tiefe von 6″ ausgehoben, gewalzt und längs den Bordsteinreihen Entwässerungsröhren verlegt. Die untere, 4″ hohe Betonschichte bestand aus 1 Teil Zement und 4 Teilen Kies und Sand, oder statt dessen Bruchstein und Sand, diese Materialien im Verhältnis 2 : 1. Die etwa halb so hohe Decklage bestand aus gleichen Teilen Zement und scharfen

---

1) Über die Methode von Jantzen (D. R. P. 99471) siehe die eingehende Abhandlung von Dietrich, Zement-Macadam, Deutsche Bauz. 1900 S. 550, sodann Büsing u. Schumann, Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen, 3. Auflage, Berlin 1905, S. 319.

2) Hierher gehört das patentierte Verfahren von Engel, Ztschft. f. Trsprtw. u. Strassenb. 1896, S. 501.

3) Die Ausdehnung der patentierten Zementmasse beträgt nach Angabe der Firma zwischen + 30° und — 10° C für 1 m Länge 0,15 mm.

4) Nach freundlichen Mitteilungen des Herrn Stadtbaurat Graepel in Bremen.

5) Tonindustriezeitung 1896, S. 631.

Sand oder, statt dessen, aus zerkleinertem Granit, dessen Körner mindestens Erbsengrösse hatten. Beide Schichten wurden bei der Herstellung in rechteckige Blöcke von etwa 5 Quadratfuss Oberfläche geteilt und mit Rücksicht auf die im Fahrbahnkörper liegenden Rohrleitungen angeordnet, so dass man zu diesen gelangen kann durch Herausnahme der Blöcke, ohne letztere zerstören zu müssen [1]).

An dieser Stelle wäre auch das Wiener sogenannte Metallicpflaster zu nennen, das von der Bauunternehmung „Schlimp und N. Schefftel" im Jahre 1888 eingeführt wurde [2]). Es ist lediglich ein Betonpflaster, zu dessen Herstellung zerkleinerte Hochofenschlacken und Schlackensand Verwendung finden. Der Jahresbericht der Wiener Gemeinde-Verwaltung für die Jahre 1889 bis 1893 äussert sich darüber folgendermassen:

„Da aber das Probepflaster in der Reichsratsstrasse nach einem 5 jährigen Bestande sich in gutem Zustande befindet und die bisher ausgeführten Reparaturarbeiten verhältnismässig nicht bedeutend sind, so kann das Metallicpflaster für Strassen mit geringem Wagenverkehr um so mehr als empfehlenswert bezeichnet werden, als der Preis von 4 fl. für 1 qm bei der Neuherstellung gegenüber den Preisen für Granit-, Asphalt- und Holzstöckelpflaster nur beiläufig die Hälfte beträgt."

Hiemit übereinstimmend lauten wohl die meisten Urteile über Zementpflaster, am wenigsten günstig vielleicht die aus Berlin. Im Verwaltungsberichte von 1898/99 heisst es Seite 9:

„Das Pflaster besteht zu unterst aus einer 10 cm starken Lage Kies, dann folgt eine 15 cm starke Lage Beton und demnächst eine 5 cm starke Lage Steinschlag in Zement. Es ist von der Portland-Zementfabrik Stern in Stettin, der unseres Wissens das Herstellungsverfahren gesetzlich geschützt ist, bisher auf drei Stellen in verschiedenen Stadtgegenden versuchsweise verlegt worden und zwar im Jahre 1897 in der Landsberger Strasse am Büschingplatz und im Herbst 1898 in der Strasse Am Halleschen Ufer zwischen der Grossbeeren- und der Königgrätzer Strasse, sowie in der Invalidenstrasse vor dem alten Hamburger Bahnhof. Das Pflaster in der Landsberger Strasse musste an den Anschlussstellen mehrfach ausgebessert werden; im übrigen zeigt es eine starke Abnutzung, sowie Unebenheiten und ist deshalb geräuschvoll und schlecht rein zu halten. Das Pflaster in der Invalidenstrasse hat sich so wenig gehalten, dass es wieder beseitigt werden musste. Nach der Ansicht der Firma liegt der Grund in der zu gering bemessenen Zeit, die der oberen Porphyrzementschicht zum Abbinden gelassen worden ist. In der Strasse Am Halleschen Ufer hat sich das Pflaster besser gehalten, so dass bisher überhaupt noch keine Reparaturen ausgeführt zu werden brauchten; der Wagenverkehr ist dort aber auch sehr gering.

Ein grosser Übelstand des Zement-Makadampflasters besteht darin, dass nach jeder Ausbesserung eine 10—14 tägige Absperrung der Stelle notwendig ist, damit die Masse gehörig abbinden kann. Unserer Meinung nach dürfte die Pflasterart sich nur für Strassen mit schwachem Wagenverkehr eignen, doch wollen wir mit einem abschliessenden Urteile noch zurückhalten."

Im Verwaltungsbericht für das Etatsjahr 1900 wird angegeben:

„Wenn in der Strasse „Am Halleschen Ufer" wohl infolge des sehr geringen Verkehrs zu Ausbesserungen nicht geschritten zu werden brauchte, so zeigten sich doch auch hier im Laufe des Winters, namentlich an solchen Stellen, an denen die bei der Herstellung nicht zu vermeidenden Stösse der einzelnen Tagesleistungen sich aneinander fügen, quer über den Fahrdamm laufende Abschürfungen, die die Vornahme umfangreicherer Ausbesserungen für das folgende Jahr in Aussicht stellten.

Bezüglich des Pflasters in der Landsbergerstrasse wird vorgreifend bemerkt, dass es im Jahre 1901 wieder beseitigt und durch Asphalt ersetzt worden ist.

Beim Zementmakadampflaster fällt es auch unangenehm auf, dass dort, wo die verschiedenen Arbeitsfelder aneinander stossen, jedesmal ein Querriss über die Strassenbreite sich hinzieht. Da die Schottersteine überall zutage treten, so macht das Pflaster den Eindruck einer chausseemässigen Befestigung.

---

1) Dem entsprechend ist nach der Angabe des Baurat Beer in Magdeburg an Stelle einer zusammenhängenden Betonunterlage unter einer Decke von Löhr'schen Asphaltplatten ein Pflaster aus Betonprismen von 0,25 : 0,35 m Kopffläche und 0,17 m Höhe in Sand versetzt und die Fugen mit Sand gefüllt worden (Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 427). Ob sich dies bewährt, wird die Zukunft lehren.

2) Wiener Verwaltungsbericht vom Jahre 1888.

Unserer Meinung nach dürfte sich die Pflasterart für Strassen mit starkem Verkehr kaum eignen."

Der Verwaltungsbericht für 1901 bringt folgende Bemerkung:

„Das von der Portlandzementfabrik Stern in Stettin hergestellte Zementmakadampflaster hat sich in der bisherigen Ausführung nicht bewährt; auch die einzige noch vorhandene Strecke Am Halleschen Ufer, an der im Laufe des Jahres 1901 erhebliche Zerstörungen namentlich an der Stelle, wo die täglichen Arbeitsfelder aneinander stossen, sich bemerkbar gemacht haben, wird demnächst beseitigt werden müssen.

Mit einer ähnlichen Pflasterungsart — dem Kieserling'schen Basaltzementstein-Pflaster — ist ein Versuch auf dem Grossen Wege im Tiergarten (an der Tiergartenstrasse) gemacht worden. Ein Teil des Pflasters ist auf Kiesbettung hergestellt, der andere Teil auf der vorhandenen Chaussierung. Eine Abnützung oder sonstige Schäden sind bisher an dem Pflaster nicht wahrgenommen worden; wir beabsichtigen deshalb im Jahre 1903 eine grössere Strecke des Grossen Weges in gleicher Weise zu befestigen. Unerwähnt mag indessen nicht bleiben, dass der Fuhrverkehr auf dem Grossen Wege nur gering ist, und dass die Strasse fast nur von Personenfuhrwerk benützt wird."

Im Verwaltungsbericht für 1902 wird endlich mitgeteilt:

„Das von Kieserling im Jahre 1901 auf dem Grossen Wege im Tiergarten hergestellte Pflaster hat sich gut gehalten; es wird demzufolge beabsichtigt, noch weitere Strecken des genannten Weges damit zu belegen."

Nach allen bis jetzt vorliegenden Erfahrungen mit Zementmakadampflaster scheint dasselbe für wenig beanspruchte Strassen, auf denen eine langsam erfolgende Abnützung erwartet werden kann, ausführbar zu sein und zwar im Hinblick darauf, dass die damit hergestellten Decklagen fugenlos sind, sich gut genug reinigen lassen, den Lärm einigermassen dämpfen, keine bedenkliche Glätte zeigen und nur mässige Kosten verursachen. Besondere Sorgfalt verlangen die ziemlich kostspieligen Ausbesserungsarbeiten, besonders weil frischer Beton nicht gut mit altem bindet und eine genügende Erhärtungszeit für die ausgebesserten Stellen zugelassen werden muss.

Asphaltstrassen.

1. Baumaterial der Asphaltstrassen. Geschichtliche Angaben.

Unter Asphalt versteht man nach der gewöhnlichen Auffassung einen sogenannten Fossilstoff, organischen Ursprungs, der, wie das Erdöl, nur aus Kohlenstoff und Wasserstoff besteht. Er kommt in den meisten Formationen entweder in selbständiger Lagerung vor, oder an Gesteine verschiedener Art gebunden, so dass man Asphalt von Asphaltstein unterscheiden kann. Asphalt.

Der eigentliche Asphalt, das Erdpech oder Bitumen, ist in fester Form eine dichte, glänzendschwarze oder schwarzbraune, pechähnliche Masse von muscheligem Bruche, die, gerieben oder erwärmt, einen eigentümlichen, bituminösen Geruch entwickelt. Bei Temperaturen zwischen 20 und 40° C wird sie fadenziehend und knetbar, später flüssig, und bei 230° C verbrennt sie mit stark russender Flamme. Asphalt löst sich schwer in Alkohol, leicht in fetten Ölen, Äther und Schwefelkohlenstoff. Seine Härte ist ungefähr 2, sein spezifisches Gewicht 1,16.

Seit uralten Zeiten ist das Vorkommen des festen Asphalts am toten Meere bekannt, von dessen Grund sich Stücke lösen, auf der Oberfläche des Wassers schwimmen und an den Ufern sich sammeln, einen Haupt-Fund- und Bezugsort aber bildet die karaibische, nördlich vor der Orinokomündung gelegene Insel Trinidad. Der amerikanische Ingenieur Towle[1]) gibt folgende lesenswerte Beschreibung von ihr.

Asphalt wird in verschiedenen Teilen von Trinidad gefunden, in genügender Menge aber nur in dem Distrikte von La Brea; auch ist er nur hier von solcher Güte, wie sie für

[1]) Engineering News 1892, I, p. 463, eine Übersetzung davon in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, Nr. 19.

Strassenbauzwecke gefordert werden muss. Der „Pechsee“, so genannt, weil sein Becken nicht mit Wasser, sondern mit Asphalt ausgefüllt ist, liegt in diesem Distrikte. Derselbe ist etwa eine englische Meile vom Meere entfernt, auf einem Hügel von 138′ engl. Höhe gelegen und hat einen Flächeninhalt von 115 Acres (46,5 Hektar). Seine Form ist rund mit wohl begrenzten Umrisslinien. Die Oberfläche hat in einer Richtung eine schwache Neigung, genügend, um den Abzug der durch häufige Regengüsse angesammelten Wassermassen zu ermöglichen. Ausserdem hat die Oberfläche noch ein geringes Gefäll von der Mitte nach allen Seiten hin, und sie besteht aus unregelmässigen, flachen Wölbungen, welche durch Wasserkanäle von wenigen Fuss Breite und nur einigen Zoll Tiefe voneinander getrennt werden. Es sind auf dem See verschiedene kleine Inseln von 50—60′ engl. im Durchmesser vorhanden, welche eine genügend starke Erdkrume besitzen, um Pflanzenwuchs und selbst grössere Bäume zu tragen.

Das ganze Aussehen des Sees ist sehr merkwürdig, seltsam und schwer zu beschreiben. Seine Farbe ist ein dunkles Chokoladebraun, er sieht einem Fleck riesiger Pilze nicht unähnlich, welche flach gedrückt und nebeneinander gepresst sind. In der Mitte des Sees befindet sich eine Stelle von mehreren hundert Quadratfuss weichen, flüssigen Asphalts, die berühmte Pechquelle, wo die Masse durch beständig aufsteigende Gasblasen in wallender Bewegung erhalten wird. Sonst ist die Oberfläche des Sees ausreichend fest, um beladene Wagen zu tragen. Der Asphalt wird für den Handel von verschiedenen Teilen des Sees bis zu einer Tiefe von etwa 3 Fuss engl. abgebaut. Er lässt sich mit Spitzhacken leicht gewinnen und wird unmittelbar in die Wagen verladen. Bemerkenswert ist, dass die so hergestellten Gruben sich nach einiger Zeit wieder ausfüllen und ausgleichen.

Neben dem eigentlichen „Seeasphalt“ finden sich an den Abhängen des Sees gegen den Golf von Paria hin ausgedehnte Lager von sogenanntem Eisen- und Landpech, das jenem an Güte nachsteht. Gruben zur Gewinnung desselben befinden sich in dem Dorfe La Brea und zu beiden Seiten der Strasse, die von da nach dem Asphaltsee führt.

Die Regierungsgeologen unterscheiden nach Towle in ihrem Berichte vom Jahre 1860 den auf der Insel Trinidad gefundenen Asphalt in drei Arten: Sogenannten Glance, der wenig vorkommt, sehr brüchig ist und nur selten Anwendung findet; Asphalt-Öl, das nur in sehr geringen Mengen gefunden wird und von minderwertiger Güte ist; endlich den eigentlichen Asphalt, der 20—35 % erdige Beimengungen enthält.

Bei neun, von Towle aus Trinidad mitgebrachten Proben wurde der Bitumen-Gehalt zwischen 45,08 und 53,77 %, der Gehalt an flüchtigen Ölen zu 0,48—4,16 % gefunden. Die Mineralstoffe in allen Proben waren Kiesel- und Tonerde, Eisenoxyd und Kalk. Schliesslich empfahl Towle in seinem Berichte, dass der Asphalt aus dem „Pechsee“ bei La Brea in Zukunft als der Normalasphalt für alle mit Trinidad-Asphalt herzustellende Pflasterungen in New-York angenommen werden solle.

Auch Eyth[1]) schildert in anziehender Weise seine Eindrücke am Pechsee.

Ausser in Trinidad und am toten Meer wird das Erdpech auch noch an einigen anderen Plätzen gewonnen, wie aus den nachfolgenden Analysen gereinigten Asphalts zu ersehen ist[2]). Doch kam bis vor kurzem für Strassenbauzwecke vorzugsweise der Trinidad-Asphalt in Betracht, der, mit verschiedenen Stoffen versetzt, als sogenanntes Goudron in den Handel gelangt. Siehe S. 423 unten!

	Asphalt von					
	Trinidad	Mexiko	Peru	Cuba	Columbia	Palästina
Kohlenstoff	85,89	80,34	88,67	81,50	88,31	80,00
Sauerstoff	0,56	10,09	1,65	8,90	1,68	0,40
Wasserstoff	11,06	9,57	9,68	9,60	9,64	9,00
Stickstoff	—	—	—	—	0,37	10,00
Schwefel	2,49	—	—	—	—	0,60

1) M. Eyth, Wanderbuch eines Ingenieurs, 4. Bd., Heidelberg 1876.

2) J. W. Howard, B. L., C. E., Natural asphaltum and its compounds etc. Troy. N. Y. — Über andere Fundorte in Amerika siehe einen Bericht der nordamerikanischen Bundesregierung über „Asphalt im Jahre 1893“, Zeitschrft. f. Transportw. u. Strassenb. 1895.

Von demselben Fachmanne rührt die folgende Tabelle her:

Analyses of crude asphaltum.

	California	Cuba	Mexiko	Trinidad	Venezuela
Bitumen	38 to 85 %	24 to 68 %	35 to 94 %	35 to 40 %	45 to 95 %
Mineral matter	60 „ 8 „	73 „ 26 „	55 „ 4 „	41 „ 26 „	40 „ 2 „
Organic matter	1 „	2 „ 1 „	8 „ 2 „	10 „ 4 „	7 „ 1 „
Water	2 „ 6 „	1 „ 5 „	2	14 „ 30 „	8 „ 2 „
Total per cent	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %

Asphaltstein.

Unter Asphaltstein versteht man ein von Asphalt oder Bitumen vollkommen durchtränktes Gestein, und zwar in der Regel bituminösen Kalkstein. Von den in verschiedenen Teilen der Erde vorhandenen Fundstätten sind insbesondere das Val de Travers im schweizerischen Kanton Neuchâtel und die Umgebung von Seyssel-Pyrimont im französischen Rhonetal zu nennen; neuerdings kommt ein sehr gutes Material von St. Jean Maruéjols im Département du Gard zur Verwendung. Von deutschen Gewinnungsplätzen sind Lobsann, nahe bei Wörth im Elsass, Limmer und dessen Umgebung in Hannover und Vorwohle in Braunschweig hervorzuheben, von denen jedoch nur der letztere für Stampfasphaltdecken in Betracht kommt; von italienischem Asphaltstein ist namentlich der sizilianische bekannt geworden; im übrigen mag hier noch auf die Fundorte nächst Majella in der Provinz Chieti in den Abruzzen, bei Syoran an der Wolga hingewiesen werden. Von den genannten Orten kommen zur Zeit hauptsächlich Val de Travers, Seyssel, Sizilien, Limmer und Vorwohle in Betracht.

Der Asphaltstein kommt meist in schwach geneigten Schichten von wechselnder Stärke vor, er wird bergmännisch oder in zu tage liegenden Brüchen gewonnen, nach vorausgegangener Aussonderung geringwertiger Stücke mittels Brechmaschinen zerkleinert und hierauf in Schleudermühlen in ein feines Pulver verwandelt, oder auf andere, später zu erörternde Weise verarbeitet. Die Brauchbarkeit des Gesteins für Strassenbauzwecke hängt insbesondere von seiner Feinkörnigkeit ab, von der Art und Menge des in ihm enthaltenen Bitumens und von der Gleichmässigkeit und Vollständigkeit, mit der dasselbe von der bituminösen Masse durchtränkt ist. Es gibt verschiedene Proben, seine Güte zu untersuchen, doch kann schliesslich nur langjährige Erfahrung ein sicheres Urteil in dieser Hinsicht gewährleisten[1]).

[1]) Léon Malo, Note sur l'état actuel de l'industrie de l'asphalte. Extrait des Ann. d. ponts et chauss., cahier de Nov. 1879, p. 4, stellt als Bedingungen, die von einem guten Asphaltstein erfüllt werden sollen, folgende auf:

1. Er soll nur kohlensauren Kalk (worunter auch ein Anteil kohlensaurer Magnesia) und Bitumen enthalten.

2. Er muss innig und gleichmässig durchtränkt sein und darf weder weisse Kalksteinkörner, noch mit reinem Bitumen erfüllte Höhlungen enthalten.

3. Er soll mindestens 7 und höchstens 11 % Bitumen enthalten. Nach Herstellung des Asphaltteiges (Mengung des pulverisierten Asphaltsteins mit Goudron) dürfen keine flüchtigen Öle in der Masse verbleiben. Nach sechsstündiger Erhitzung bis zu einer Temperatur von 225° darf die Masse nicht mehr als 2 % von ihrem Gewichte verlieren. —

Zur Bestimmung des Gehaltes an Bitumen, der Beschaffenheit desselben und des von ihm durchdrungenen Kalksteins gibt Delano in Paris folgendes Verfahren an:

Eine abgewogene Menge fein pulverisierten Asphaltsteins wird mit Schwefelkohlenstoff oder Benzin übergossen und mit einem Glasstabe gründlich umgerührt. Die sich hierbei bildende dunkle Lösung wird von dem festen Bodensatze abgegossen und offen stehen gelassen.

Dietrich[1]) gibt folgende Tabelle, aus der die Zusammensetzung mehrerer Asphaltsteine zu ersehen ist.

Tabelle 65.

Bestandteile	Val de Travers	Seyssel-Pyrimont	Lobsann	Ragusa	Deutsche Gesellschaft in Hannover	
					Limmer	Vorwohle
Bitumen	10,15	8,15	12,32	8,92	14,30	8,50
Kohlensaurer Kalk	88,40	91,30	71,43	88,21	67,00	80,04
Ton und Eisenoxyd	0,25	0,15	5,91	0,91	}	} 4,03
Schwefel	—	—	5,18	—	}	}
Kohlensaure Magnesia	0,30	0,10	0,31	0,96	} 17,52	0,55
Sand	—	—	3,15	0,60	}	}
Sonstige in Säuren unlösl. Stoffe	0,45	0,10	—	—	}	} 4,77
Verlust	0,45	0,20	1,70	0,40	1,18	2,11

Die Analysen wurden ausgeführt, nachdem das im Steine vorhandene Wasser durch Erwärmung auf 100° ausgetrieben worden war. Die vier ersten Analysen sind im Laboratorium der École des ponts et chaussées, die beiden letzten im Laboratorium der deutschen Asphalt-Gesellschaft in Vorwohle mit Gestein von mittlerem Bitumengehalt angestellt worden. Übrigens wechselt die Zusammensetzung des Gesteins aus einer und derselben Grube merklich, so dass die zu verschiedenen Zeiten ausgeführten Analysen keineswegs ganz übereinstimmen.

Malo[2]) führt folgende Analysen von Durand Claye an:

Tabelle 66.

Bestandteile	Val de Travers	Seyssel	Lobsann	Sizilien	Maestu (Spanien)	Forens
Wasser und sonstige bei 100° flüchtige Bestandteile[1])	0,50	1,90	3,40	0,80	0,40	0,25
Bitumen	10,10	8,00	11,90[2])	8,85	8,80	2,25
Kohlensaurer Kalk	87,95	89,55	69,00	87,50	9,15	97,00
Quarzsand	—	—	3,05	0,60	57,40	—
Tonerde und Eisenoxyd	0,25	0,15	5,70[3])	0,90	4,35	0,15
Schwefel	-	—	5,00	—	—	—
Kohlensaure Magnesia	0,30	0,10	0,30	0,95	8,10	0,20

Dabei verflüchtigt sich das Lösungsmittel und es bleibt das braune Bitumen zurück, das bei gewöhnlicher Temperatur nicht flüchtig ist. Dasselbe wird gewogen und sodann in einem Metallbade auf 220—230° erhitzt. Je weniger Bitumen hierbei verloren geht, desto höher steht dessen Güte. Das von dem Bitumen befreite Pulver lässt man zunächst trocknen. Ist es weiss gefärbt und fühlt es sich weich an, so ist es entsprechend, dagegen deutet graue Farbe und schmieriges Anfühlen oder rauhes Korn auf unpassende Beimengungen.

Eingehende Mitteilungen über „Die chemische Untersuchung der natürlichen und künstlichen Asphalte und die chemisch-technische Prüfung der Asphaltmaterialien" siehe: Dr. H. Köhler, Die Chemie und Technologie der natürlichen und künstlichen Asphalte, Braunschweig 1904, S. 329 ff.

[1]) Dietrich, Die Asphaltstrassen. Beschaffung der Rohmaterialien, Bau der Fahrdämme und Fusswege, Berlin 1882. Ein umfassendes Werk, welches sich zum eingehenden Studium empfiehlt.

[2]) Léon Malo, Note sur l'état actuel de l'industrie de l'asphalte, Ann. d. p. et ch. Mém. 1879, 2. Sem., p. 319, auch Sonderabdruck, Paris 1879, p. 53.

Bestandteile	Val de Travers	Seyssel	Lobsann	Sizilien	Maestu (Spanien)	Forens
In Säuren unlösliche Stoffe	0,45	0,10	—	—	11,35	0,05
Nicht bestimmbare Stoffe und Verlust	0,45	0,20	1,65	0,40	0,45	0,10

[1]) Die Menge des in den Proben enthaltenen Wassers war sehr verschieden je nach dem Grade ihrer Trockenheit zur Zeit der Untersuchung. Die hierauf bezüglichen obigen Zahlenangaben sind daher nicht von Bedeutung für das sonstige Ergebnis der Analyse.

[2]) In dieser Zahl scheint auch eine gewisse Menge dem Bitumen beigemischten Öls enthalten zu sein, welche nicht genauer bestimmt werden konnte.

[3]) Hierin sind 4,45, mit dem Schwefel verbundenes Eisen enthalten.

J. W. Howard, C. E. in New-York, gibt nachstehende Zusammenstellung von amerikanischen Asphaltgesteinen[1]):

Analyses of Asphalt Rock.

	California. Various.	Indian Territory. Various.	Kentucky. Various.	Texas. Various.	Utah. Various.
Bitumen	6,47 to 29,60 %	3,0 to 12,30 %	4 to 10,70 %	3,11 to 11,65 %	6,34 to 36,28 %
Calcium carbonate	9,10 „	80,00 „	—	90,30 „ 0,03 „	8,02 „ 29,52 „
Silica	89,73 „ 45,40 „	96,90 „ 4,43 „	95,63 „ 89,30 %	88,32 „	82,87 „ 6,46 „
Alumina, etc.	15,90 „	0,10 „ 1,11 „	—	6,0	27,74 „
Magnesium carbonate	—	1,86 „	—	0,3	—
Miscellaneous	3,80	0,30 „	0,37	0,29	2,77
Total percent	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %	100 to 100 %

Der Asphaltstein ist für sich nicht schmelzbar; erhitzt man ihn mässig, so zerfällt er in ein chokoladebraunes Pulver; bei Überhitzung, bei etwa 150° C, wird das Bitumen ausgetrieben. Um ihn zum Schmelzen zu bringen, muss man ihm einen Zusatz von Bitumen geben, wozu sich jeder natürliche Asphalt eignet. Gewöhnlich benützt man hierzu Asphalt von Trinidad oder Cuba, nachdem derselbe einer besonderen Behandlung unterzogen worden. Man verflüssigt nämlich die Masse, um das in ihr enthaltene Wasser zu verdampfen und tonige und erdige Beimengungen zum Absetzen zu bringen und setzt derselben ausserdem, um ihre Sprödigkeit zu mildern, entweder natürliches, aus bituminösem Sand oder Schiefer gewonnenes Bitumen[2]), oder in Ermangelung dessen die bei der Petroleum-Destillation oder der Paraffin-Bereitung erhaltenen Rückstände zu; der in solcher Weise behandelte natürliche Asphalt kommt dann unter dem Namen Goudron in den Handel. Das mit einer entsprechenden Menge Bitumen versetzte und verflüssigte Asphaltsteinpulver wird in Formen gegossen und unter dem Namen Asphaltmastix in den Handel gebracht. In allen Asphaltsteingruben wird solcher Mastix hergestellt, namentlich aber dort, wo das Gestein seines hohen Bitumengehaltes wegen hauptsächlich nur auf diesem Wege verwertbar ist.

[1]) From Paper on „Asphaltum" by J. W. Howard, of New-York at convention of the American Society of Municipal Engineers.

[2]) In Kalifornien z. B., in der Grafschaft Santa Barbara, wird flüssiger Asphalt aus Sandschichten gewonnen, die er nach Aussickern aus dem dortigen Schiefergebirge durchtränkt hat (Bericht der nordamerikanischen Bundesregierung über „Asphalt im Jahre 1893" in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1895 S. 33, 51. Auch über die Reinigung des auf Trinidad gewonnenen Rohmaterials finden sich am angegebenen Ort S. 173 ausführliche Angaben. Über die Gewinnung von Asphalt aus bituminösem Sand in Ungarn siehe C. Schmid, Technische Studienhefte, Nr. 5, S. 19, sodann Strassenbaukunde S. 431.

Materialprüfungen mit Asphalten und Asphaltmischungen sind bisher nicht so eingehend wie mit anderen Baumaterialien durchgeführt worden. Erst in den neunziger Jahren hat die ministerielle „Commission des méthodes d'essai des matériaux de construction" in Paris Beschlüsse auch über die Untersuchung des Asphalts gefasst, nachdem schon einige Jahre vorher die von Bauschinger einberufenen Versammlungen zur Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden sich mit derselben Angelegenheit befasst hatten, und im Jahre 1901 auf dem Kongresse zu Budapest hat der Internationale Verband für die Materialprüfungen der Technik beschlossen, durch eine besondere Kommission Vorschläge über die einheitliche Bezeichnung von Bitumen machen zu lassen, und in dieser Kommission ist dann die Anschauung geltend gemacht worden, es sollten auch einheitliche Verfahrungsweisen für Prüfung von Bitumen in Vorschlag gebracht werden. Näheres über den hier erwähnten internationalen Verband und die französische Kommission siehe unter: C. Oberbau der Strassen. II. Gütebestimmung der Strassen-Materialien. 3. Bestrebungen zur Erzielung einheitlicher Prüfungsmethoden.

Der Asphalt war schon den Völkern des Altertums bekannt, die mancherlei Anwendung davon machten; in Ägypten diente er beim Einbalsamieren der Leichen, in Assyrien und Babylonien als Bindemittel bei Herstellung von Mauern[1]. Im Mittelalter war er nahezu in Vergessenheit geraten, bis im Jahre 1711 ein in der Schweiz lebender griechischer Arzt Eirinis den Asphaltstein im Val de Travers entdeckte, dessen Überführung in Mastix lehrte und die vielseitige technische Verwendung des letzteren als Dichtungs- und Abdeckungsmaterial anbahnte. Im Jahre 1735 folgte die Auffindung der Lager im Elsass und 1802 derjenigen bei Seyssel. Viel später erst wurden die übrigen Fundstätten bekannt, aber es ist bemerkenswert, dass gerade die ältesten Plätze und namentlich Val de Travers und Seyssel bis heute eine hervorragende Bedeutung behalten haben[2].

Über 100 Jahre lang, bis in das dritte Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts hinein, hatte man bei der technischen Verwendung des Asphalts hauptsächlich seine Wasserdichtigkeit und Kittkraft im Auge. Man dichtete und kittete Wasserbehälter, stellte Isolierschichten über Gewölben und Mauern her, belegte Böden und Terrassen damit. Hierbei, wie namentlich bei vereinzelter Anwendung zu Treppenstufen[3], kam allerdings auch schon die Widerstandsfähigkeit gegen Kräftewirkungen mit in Betracht; die Nutzbarmachung des Asphalts für Strassenbauzwecke scheint jedoch erst in den dreissiger Jahren durch die Bemühungen des Grafen Sassenay, der die Gruben mit Zubehör in Seyssel erworben hatte, erfolgt zu sein, als man in Paris und Lyon Fusswege mit einer dünnen Gussschichte aus Asphaltmastix und Kies belegte (Gussasphalt). Der vorzügliche Erfolg damit regte auch anderwärts zur Nachahmung an, doch liess man

---

1) Die Abhandlung: Meyn, Der Asphalt und seine Bedeutung für den Strassenbau grosser Städte, Halle 1872, enthält auch viele geschichtliche Angaben.

2) Sehr eingehende Mitteilungen über die Fundstätten von Asphaltstein und über die Asphaltpflaster-Unternehmungen gibt Pinkenburg: Das Asphaltgewerbe in Deutschland, Deutsche Bauz. 1887, S. 534, 570; Weiteres vom Asphaltgewerbe in Deutschland, ebenda 1898, S. 648, 653; Das Asphaltvorkommen in Deutschland, in der Schweiz und in Südfrankreich, ebenda 1901, S. 302, 305, 318, 326. Ausserdem sei hingewiesen auf: W. Jeep, Der Asphalt und seine Anwendung in der Technik, 2. Aufl. von Prof. E. Nöthling, Leipzig 1899. Dr. H. Köhler, Die Chemie und Technologie der natürlichen und künstlichen Asphalte, im Handbuch der gesamten Asphalt-Industrie, Braunschweig 1904. Technische Studienhefte, herausgegeben von Baurat C. Schmid, Professor, Heft 5: Asphalt, Teer, Öl im Strassenbau, Stuttgart 1905.

3) Meyn, S. 26, 31.

sich öfters verleiten, um die hohen Kosten abzumindern, die auf dem Materiale an sich schon lasteten und durch den Bezug aus grösserer Entfernung noch erhöht wurden, minderwertige Stoffe unter dem Namen Asphalt in Verwendung zu bringen, wodurch das vortreffliche natürliche Material in Verruf geriet; eine Erscheinung, die sich später noch mehrmals wiederholte.

Später als für Fusswege, kam Asphalt zur Herstellung von Fahrbahnen in Anwendung, zuerst ebenfalls als Gussasphalt, mit besonderem Erfolge aber erst, nachdem man gelernt hatte, sogenannten Stampfasphalt herzustellen. Schon längst hatte man an den Gewinnungsplätzen des Asphaltsteins und in deren Umgebung die Beobachtung gemacht, dass die auffallend gute Beschaffenheit der Wege und Strassen dortselbst durch Asphaltsteinbrocken bedingt sei, die unter der Einwirkung der Sonnenstrahlen und des Verkehrs zuerst pulverisiert und sodann unter dem Druck der Räder allmählich zu einer ebenen, glatten, widerstandsfähigen Decke verdichtet worden waren.

Diese Erfahrung hatte jedenfalls De Coulaine im Auge, als er zu Anfang der vierziger Jahre nahe bei der Stadt Saumur im Departement Maine et Loire eine Fahrbahn planmässig in der Art bildete, dass er dieselbe zuerst in gewöhnlicher Weise beschotterte, dann aber mit einer 1½ Zoll starken Decklage aus Asphaltstein-Kleingeschläg bedeckte und diese abwalzte, so dass sich die bituminöse Masse als Bindemittel in die Zwischenräume der Schottersteine einlegte. Wenn sich diese und andere in gleicher Weise ausgeführten Asphaltbahnen (Siehe Ann. d. p. et ch. 1838, 1850) auch in der ersten Zeit zu bewähren schienen, so erwiesen sie sich doch auf die Dauer nicht zweckmässig, indem die durch den Asphalt vereinigten Schotterstücke unter dem Drucke der Räder sich verrückten, und der in die entstehenden Risse sich einlagernde Staub und Schmutz den Zusammenhang der Decklage löste.

Einen durchschlagenden Erfolg aber erzielt der Baseler Ingenieur Merian im Jahre 1850 auf einer Strasse im Val de Travers, als er Asphaltstein durch Erhitzen zum Zerfallen brachte und das so gewonnene heisse Pulver auf einer festgefahrenen, ebenen Schotterstrasse zu einer dünnen, zusammenhängenden Schichte künstlich verdichtete. Merian ist damit der Erfinder der heute sogenannten Stampfasphalt-Strassen geworden, die auch jetzt noch im wesentlichen nach seinem Verfahren hergestellt werden, nur dass man jetzt immer eine besondere Betonschichte als Unterlage für den Asphalt benützt und gemahlenen Asphaltstein erhitzt und zu einer gleichmässigen Schichte umbildet.

Paris war die erste Stadt, die sich das Verfahren Merian's aneignete, im Jahre 1854 durch Asphaltierung eines Teils der Rue Bergère vor dem Conservatoire de musique; 1858 folgten diesem ersten Versuche grössere Ausführungen, die bis gegen Ende der siebziger Jahre durch bestimmte Gesellschaften, namentlich die bekannte „Compagnie générale des Asphaltes de France" zur vollen Zufriedenheit aller Beteiligten verwirklicht wurden. Eine Wendung der Dinge trat ein, als sich die Stadtverwaltung veranlasst sah, die für den Zeitraum 1877/83 in Aussicht genommenen Asphaltierungen auf dem Wege der öffentlichen Ausschreibung zu vergeben. Es war dieser Schritt erklärlich, da die Abhängigkeit von den herrschenden grossen Asphaltgesellschaften drückend empfunden wurde; doch war er ein verfehlter. Die Folge solchen Vorgehens war nämlich die Erteilung des Zuschlags an einen neu auftretenden Unternehmer mit niedrigem Angebot, die Herstellung der Strassendecken mit minderwertigen Materialien, das baldige Schadhaftwerden der neuen Strassen in ihrem ganzen Umfange und damit ein gründliches Misstrauen gegen die neue Bauweise auf längere Zeit hinaus.

Länger wie in Paris dauerte es in den übrigen Grossstädten, bis Asphaltstrassen zur Ausführung kamen. In der City of London z. B. wurde erst 1869 eine Probestrecke und im darauffolgenden Jahre ein Teil des sehr verkehrsreichen Strassenzuges Cheapside and Poultry von der Val de Travers-Asphalt-Gesellschaft asphaltiert.

In Potsdam war schon zu Anfang der fünfziger Jahre eine Gussasphalt-Fahrbahn zustande gekommen; 1869 erhielt die Oberwallstrasse vor dem kronprinzlichen Palais in Berlin eine Stampfasphalt-Decke. Sieht man von diesen beiden ab, die sich nicht gut hielten, so kann man sagen, dass mit der im Jahre 1873 in der Markgrafenstrasse zu Berlin seitens der Newchatel-Asph.-Company hergestellten Probestrecke die Asphaltstrassen in Deutschland überhaupt Boden fassten.

Die Entwickelung der Asphalt-Fahrbahnen in Berlin ist aus der folgenden Zusammenstellung[1]) zu ersehen. Demnach bestanden dort

am Ende des Jahres	1877	2 556 qm
" " " "	1878	23 586 "
" " " "	1879	63 258 "
" " " "	1880	106 223 "
" " " "	1881	125 034 "
am 1. April	1883	187 672 "
" "	1884	253 586 "
" "	1885	322 042 "
" "	1886	359 409 "
" "	1887	412 476 "
" "	1888	488 000 "
" "	1889	574 000 "
" "	1890	656 000 "
" "	1891	771 093 "
" "	1894	1 071 121 "
" "	1895	1 191 682 "
" "	1896	1 266 [illegible] "
" "	1897	1 338 [illegible] "
" "	1898	1 412 [illegible] "
" "	1899	1 549 [illegible] "
" "	1900	1 719 [illegible] "
" "	1901	1 841 [illegible] "
" "	1902	[illegible] 192 "
" "	1903	[illegible] "

Frankfurt a M. erhielt, abgesehen von einem misslungenen Versuche um die Mitte der siebziger Jahre, 1880 die erste Gussasphaltstrecke in der Goethestrasse, 1882 die erste Versuchsstrecke mit Stampfasphalt und zwar mit solchem vom Val de Travers in der Guiollettstrasse und 1885 wurde dort in der Weissfrauenstrasse die erste Strecke mit Plattenasphalt hergestellt[2].

Die erste Strecke in München wurde im Jahre 1889 in der Schellingstrasse von der Berliner Asphalt-Gesellschaft Kopp & Co. mit sicilianischem Stampf-Asphalt hergestellt; Ende 1903 bestanden in München 119734 qm.

Die folgende, aus der Schubarth'schen Abhandlung vom Jahre 1892 entnommene Zusammenstellung gewährt eine Übersicht über die früheren Ausführungen [illegible] Pflasterungen in den bedeutenderen Städten Deutschlands und den Hauptstädten Österreich-Ungarns.

[1]) [illegible] über geräuschloses Pflaster, [illegible] Strassenb. 1892. Nr. 27, 28, 29; [illegible]

[2]) [illegible] einem Vortrage, [illegible] Strassenb. 1892. Nr. [illegible]

Namen	Seelenzahl	Lärmd. Pflaster qm	Davon Asphalt qm	Holz qm
Berlin	1 578 685	841 772 [1])	771 093	70 679
Leipzig	353 272	80 850	80 312	538
München	334 898	10 600	5 300	5 300
Breslau	344 710	18 310	12 660	5 650 [2])
Hamburg	323 729	24 400 [3]).	11 700	12 700
Köln a. Rh.	282 537	12 300 [4])	5 360	6 940
Dresden	276 085	32 135	30 764	1 371
Magdeburg	201 913	3 387	2 407	980
Frankfurt a. M.	179 666	31 500 [5])	8 500	23 000
Wien	1 270 000	92 510	54 750	37 760
Budapest	440 000	69 780	21 480	48 300

[1]) Am 1. April 1891; nach Beschlüssen der Stadtverordneten-Versammlung sind noch zur Ausführung bestimmt worden: in dem Etatsjahre 1891—92 ungefähr 85000 qm und für 1892—93 ungefähr 70000 qm, sämtlich Asphaltpflaster, so dass in diesem Jahre der Gesamtbetrag von nahezu 1 Million qm Asphaltstrassen erreicht werden wird.

[2]) Die mit dem Holzpflaster gemachten Erfahrungen haben günstigere Ergebnisse geliefert, als solches in anderen Städten der Fall ist.

[3]) Nach der Vorlage des Senats an die Bürgerschaft vom 9. Sept. 1891, betr. das System der Ausführung der Pflasterarbeiten und den General-Pflasterverbesserungsplan, ist für die Pflasterungen mit sogenanntem geräuschlosen Material nur Asphalt vorgesehen, mit Ausnahme derjenigen Strecken, auf welchen Steigungen vorkommen.

[4]) Voraussichtlich werden die Stampfasphaltpflasterungen in diesem Jahre eine weitere Ausdehnung erfahren.

5. Bis vor kurzem ist das Holzpflaster stark bevorzugt worden, während man jetzt im allgemeinen auf dem Standpunkte steht, Holzpflaster nur in breiten, geraden, von Sonne und Luft bestrichenen, in Steigung liegenden Strassen mit starkem Verkehr, und in den übrigen Strassen das Asphaltpflaster auszuführen, soweit es sich überhaupt um geräuschloses Pflaster handelt.

Diese Zusammenstellung hat heute allerdings nur noch geschichtliches Interesse und es haben sich die Verhältnisse in dem folgenden Jahrzehnt wesentlich geändert. Hannover z. B. besitzt heute nach Berlin wohl in Deutschland die meisten Asphaltstrassen. In Leipzig befanden sich zu Ende des Jahres 1903 laut Jahresbericht im Besitze der Stadtgemeinde 245050 qm Asphaltflächen. Nach Pinkenburg[1]) betrug zu Ausgang des letzten Jahrhunderts in 97 deutschen Städten, die mit Stampfasphalt belegte Fahrbahnfläche 2676970 qm, d. i. 4,8 % aller von diesen Gemeinden zu unterhaltenden Strassendammflächen und davon kamen nahezu 0,6 auf Berlin.

Für Fusswege kam Stampfasphalt wohl zuerst im Jahre 1865 in der Bahnhofshalle der Nordbahn-Gesellschaft in Paris zur Verwendung[2]), später geschah dies dort und auch in anderen Städten noch öfters, doch hat man meistens Gussasphalt als der besonderen Beanspruchung der Fusswege entsprechender beibehalten.

2. Bauweise der Asphaltstrassen.

Wie aus den bisherigen Darlegungen wenigstens andeutungsweise hervorgeht, wird Asphalt für Strassenbauzwecke in Form von Stampf-, Guss- und Plattenasphalt in Anwendung gebracht, wobei jedesmal eine verhältnismässig dünne, für sich nicht tragfähige Schichte gebildet wird, die deshalb einer besonderen Unterlage zu ihrer Stützung bedarf.

[1]) Die Pflasterverhältnisse der städtischen Strassen im deutschen Reiche, Technisches Gemeindeblatt, Jahrgang III, Nr. 7 vom 5. Juli 1900, S. 93.

[2]) Malo, Note sur l'état actuel de l'industrie de l'asphalte. Extrait des ann. d. ponts et chauss., cahier de Nov. 1879, p. 36. Schubarth, Über Asphaltstrassen, Berlin 1881, S. 34. Dietrich, Das schon wiederholt angeführte Werk über Asphaltstrassen.

Beton-Unterlage. Diese Unterlage wird in der Regel aus Zementbeton hergestellt in einem solchen Mischungsverhältnis, dass das Aufsaugen von Feuchtigkeit aus dem Untergrunde ausgeschlossen erscheint, weil sonst die zerstörende Wirkung des Frostes befürchtet werden müsste. Ihre Oberfläche ist mit der Strassenoberfläche gleichlaufend zu bilden und ihre Stärke mit Rücksicht auf die Art des Untergrundes und die Grösse des Verkehrs zu bemessen; bei Stampfasphaltdecken ist die Betonschichte unter Umständen mit Rücksicht darauf zu wählen, dass eine Beschädigung derselben beim Stampfen der Decklage ausgeschlossen erscheint. Für Fahrbahnen kommen im allgemeinen Stärken von 15—25 cm zur Anwendung, für Fusswege solche von etwa der Hälfte dieser Masse, doch begnügt man sich bei Fusswegen hier und da mit einer Unterlage aus flach oder hochkantig verlegten Klinkern, deren Fugen zuweilen mit Zementmörtel ausgegossen werden; man macht dann geltend, dass bei einer solchen Anordnung Aufbrüche ohne allzu grosse Verkehrsstörungen durchgeführt werden können. In der Nähe von Asphaltstein-Gewinnungsplätzen sind auch eingestampfte Schichten von Asphaltstein-Geschläg als Unterlagen üblich. Soll der Fahrbahnkörper einer bestehenden Schotter- oder Pflasterstrasse als Unterlage für eine Asphaltdecke verwendet werden, so hat die Betonschichte den Zweck, die Unebenheiten der bestehenden Strassenoberfläche auszugleichen und es bemisst sich alsdann ihre Stärke in erster Linie nach diesem Gesichtspunkte, doch ist auch hierbei zu überlegen, ob nicht etwa das Anstampfen des Asphalts eine grössere Dicke erfordert. Wenn der Untergrund fest und durchlässig ist, kann die Betonschichte unmittelbar auf denselben nach dessen Ebenung aufgebracht werden, im entgegengesetzten Falle ist eine Unterbettung anzuordnen, für die alles gilt, was schon bei den Steinpflasterstrassen gesagt wurde[1]).

Das Mischungsverhältnis des Betons liegt zwischen 1 : 6 und 1 : 9.

Zu genügender Erhärtung und zum Abtrocknen bedarf der Beton je nach der Jahreszeit und der Witterung acht oder mehr Tage, während welcher Zeit derselbe vor Beschädigungen durch Fahrzeuge oder Fussgänger sorgfältig geschützt und feucht gehalten werden muss; durch Vergrösserung der Zementmenge in der Mischung lässt sich die Erhärtungsdauer wesentlich abkürzen. Die Oberfläche der Betonschichte wird rauh gehalten, um das Gleiten der Asphaltdecke zu verhüten.

Nachdem der Beton hart und trocken geworden, kann das Verlegen des Asphaltes bei trockenem Wetter erfolgen. Letzteres ist besonders nötig zu beachten, denn wird die heisse Gussasphaltmasse oder das anzustampfende, ebenfalls erhitzte Asphaltsteinpulver auf nicht abgetrockneten, oder durch Regen benässten Beton gebracht, so verdampft das Wasser, durchdringt die Asphaltdecke und macht sie porös, während das feucht gewordene Asphaltsteinpulver sich nicht mehr zu einer dichten und zusammenhängenden Schichte vereinigen lässt. Bei Regenwetter sollte deshalb nicht, oder doch nur unter Schutzdächern gearbeitet werden. Was die künstliche Trocknung eines noch nicht aufgetrockneten oder neuerdings nass gewordenen Betons betrifft, so liesse sich dieselbe mittels erwärmter Walzen erzielen, oder durch Aufbringen und Wiederentfernen von heissem Asphaltmastix oder auf andere geeignete Weise. Ganz vermieden würden die besprochenen Schwierigkeiten, wenn man an Stelle des Zementbetons sogenannten Asphaltbeton verwendete, nämlich eine Mischung von Asphaltmastix mit Kies oder Kleingeschläg, worin statt des natürlichen Asphalts zur

---

[1]) Anweisungen, insbesondere über Betonschichte und Unterbettung, in Dietrich, Die Asphalt-Strassen, S. 70—88. Über Beschädigungen der Asphaltdecke durch Leuchtgas: Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 94, 437. Debauve, Man. d. l'ing. d. p. et ch., 9. Fasc. Routes, 1873, p. 153.

Ersparung von Kosten auch ein Ersatzstoff genommen werden könnte. Aus dem Gesagten ist weiter der Schluss zu ziehen, dass Stampfasphalt-Strassen auch nur in der guten Jahreszeit und dringlich gewordene Ausbesserungen im Herbst und Winter nur in provisorischer Form, etwa mit Gussasphalt, ausgeführt werden sollten.

Stampf-Asphalt.

Die Herstellung von Stampfasphalt gründet sich auf die schon wiederholt erwähnte Eigenschaft des pulverisierten Asphaltsteins, sich zu einer festen Schichte zusammenpressen zu lassen, die, auf der besprochenen Betonlage ruhend, trotz ihrer geringen Dicke von nur einigen Zentimetern allen Einwirkungen des Verkehrs und der Witterung erfolgreich Widerstand zu leisten vermag. Das Steinpulver, welches je nach den in der Grube gerade abgebauten Schichten einen wechselnden Bitumengehalt zeigt, wird mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse der zu asphaltierenden Strasse aus fetteren und mageren Sorten, zuweilen auch aus den Erzeugnissen verschiedener Gruben gemischt. Diese Mischung wird zuerst gleichmässig und langsam erhitzt, je nach dem Gehalt an Bitumen und der Flüchtigkeit des letzteren auf 100 bis 130° C, sodann auf der Betonlage ausgebreitet, mit erwärmten Walzen und Stempeln gedichtet und schliesslich mit heissen Bügeleisen abgerieben. Zum Erhitzen des Pulvers benützt man bei grösseren Arbeiten um wagrechte Achsen drehbare Trommeln, aus denen dasselbe in gedeckte Wägen verladen und zur Verwendungsstelle gefahren wird; bei kleineren Ausbesserungen aber, die weniger Material erfordern, kommen einfachere, auf Räder gesetzte und an Ort und Stelle zu verbringende Erwärmungs-Vorrichtungen in Anwendung. Das Aufschütten des Pulvers ist mit Sorgfalt vorzunehmen, um Ungleichmässigkeiten in der Dichtigkeit möglichst zu vermeiden und das Einbetten fremder Körper, wie Holz- oder Kohlenstücke u. dgl. fernzuhalten. Nachdem sodann die Höhe der lockeren Schichte mittels eines verstellbaren, auf Rollen laufenden Richtscheites abgeglichen und der Anschluss an Randsteine, bestehende Asphaltdecken u. dgl. mittels erwärmter, sogenannter Fugeisen, das sind schmale, 20 cm lange Eisenprismen mit einem quadratischen Querschnitt von 4—5 cm Seite, die mit einem, senkrecht zu ihrer Länge gerichteten Stiele versehen sind, bewerkstelligt worden, erfolgt die Dichtung zuerst mittels mehrerer, durch angehängte Kohlenkörbe erwärmter, von Arbeitern bewegter Walzen von 300 bis 900 kg Gewicht. Da diese Walzen jedoch nicht so schwer gemacht werden können, wie es der gewünschte Dichtigkeitsgrad der Asphaltdecke erfordern würde, so folgt auf das Abwalzen der Masse noch ein starkes Stampfen derselben mittels erhitzter gusseiserner Stempel von 20—25 kg Gewicht, manchmal geht auch dem Walzen ein leichtes Anstampfen voraus. Dietrich empfiehlt die Verwendung von Stampfmaschinen, worüber, wie auch über alle Einzelheiten der Asphaltierung in seinem wiederholt angeführten Buche nachgesehen werden kann. Zum Schlusse erfolgt zur Beseitigung des noch vorhandenen rauhen Zustandes der Strassenoberfläche und kleiner Unebenheiten derselben ein Bügeln mittels schwach gebogener, etwa 25 kg schwerer Eisen mit langem Stiel, die stark erhitzt und mit Druck hin- und hergezogen werden.

Wenige Stunden nach dieser Vollendungsarbeit ist die Strasse betriebsfähig; ihre zuerst braune Farbe geht bald in eine graue über.

Die Herstellung der Asphaltdecke erfolgt ausserdem in der Art, dass quer über die ganze Strasse reichende Streifen von mehreren Metern Breite aneinander gereiht werden. Die Dicke der fertiggestellten Decklage beträgt bei Fahrbahnen gewöhnlich 4—6 cm, bei Fusswegen 2,0—2,5 cm; der lockeren Pulverschichte ist deshalb eine Überhöhung zu geben, und zwar von ungefähr 50%, welches Mass der bei der üblichen Ausführungsweise zu erzielenden und noch später eintretenden Verdichtung entsprechend ist. Während des Betriebes vollzieht

…ch eine weitere Verdichtung, welche leicht mit Abnützung ver-
…eit wird. Die Stärke der Asphaltdecke in der Rue Bergère in Paris z. B. war in 16 Jahren von 6 cm auf 4,3 cm zurückgegangen, während die Gewichtsminderung nur 5 % betrug. **Dietrich** hat das spezifische Gewicht von soeben hergestelltem Stampfasphalt zu 2,05 und 2,10, von Asphalt, der schon mehrere Jahre der Einwirkung des Verkehrs ausgesetzt war, zu 2,25—2,35 gefunden. **Wollheim**[1] gibt an, dass die Zunahme der Dichtigkeit bei gutem Material gewöhnlich 2 bis 3 Jahre andauere. Er gibt das durchschnittliche spezifische Gewicht der neuen Decke aus Asphalt vom Val de Travers zu 2,19, das einer jahrelang dem Verkehr ausgesetzten Decke zu 2,39 an. Nach Vollendung der Dichtung beginne die Abnützung der Oberfläche, die er für das Jahr bei mittlerem Verkehr zu ungefähr 1 mm, bei schwerem Verkehr zu 1,5 mm (ziemlich niedrig) angibt. Würde also z. B. eine 5 cm starke Asphaltdecke sich in den ersten 3 Jahren um 0,5 cm zusammensetzen und unter mittlerem Verkehr nach weiteren 16 Jahren um 1 mm im Jahr, also im ganzen um 1,6 cm abgenützt werden, so verbliebe am Ende des 19. Jahres noch eine Stärke von 2,9 cm. **Léon Malo** nimmt an, dass die jährliche Abnützung in grossen Städten durchschnittlich kaum 2 mm betrage. Man gibt der Abnützung wegen auch der gedichteten Asphaltdecke noch eine entsprechende Überhöhung gegenüber den in der Strassenoberfläche liegenden Deckeln von Einsteigschächten und dergleichen.

Der Umstand, dass der endgültige Dichtigkeitsgrad der Asphaltdecke erst durch den Verkehr bewirkt wird, möchte zur Erklärung dafür dienen, dass Asphaltierungen in sehr schwach befahrenen Strassen im allgemeinen sich weniger gut halten als in belebten Strassen. Welch bedeutende Widerstandsfähigkeit aber Asphaltdecken unter Umständen zeigen können, mag aus folgendem entnommen werden:

W. Haywood, Oberingenieur der Londoner City, teilt in seinem Berichte vom 24. Juli 1871 mit, dass im April des vorausgegangenen Jahres ein Granitblock von 17 500 kg Gewicht auf einem vierräderigen Wagen mit dem Eigengewichte von ca. 3000 kg von Cheapside nach dem neuen Postamt in St. Martin's le Grand verbracht worden sei und dass die mit breiten Felgen versehenen Räder, auf denen ein Gewicht von ungefähr je 5000 kg ruhte, keinen Eindruck auf dem Asphalt zurückgelassen hätten. Es ist der Transport dieser gewaltigen Masse ohne irgendwelchen Lärm und ohne die geringste Wahrnehmung desselben in den angrenzenden Häusern bewirkt worden. Ähnliches ist aus New-York bekannt geworden. Dort wurde im Sommer 1876 beobachtet, dass ein vierräderiger Wagen, der einen grossen Kessel trug und ein Gesamtgewicht von 24 Tonnen hatte, also einen Raddruck von 6000 kg, gleichmässige Verteilung der Last vorausgesetzt, ausübte, keinerlei Eindruck auf einer Asphaltstrasse zurückliess.

Im Gegensatz hierzu ist freilich daran zu erinnern, dass dort, wo Asphaltstein von allzu hohem Bitumengehalt Verwendung fand, bei heissem Wetter schon gewöhnliche Lastwägen bemerkbare Eindrücke hinterlassen, die sich im Laufe der Zeit wieder ausbügeln, und dass auch die Asphaltstrassen im Sommer merklich an Härte verlieren.

Schliesslich mag noch hervorgehoben werden, dass bei der beschriebenen Ausführung von Stampfasphalt-Strassen niemals eine ganz gleichmässige Dichtigkeit in der Decke erzielt werden kann, ja dass diese in ihren unteren Teilen oft wenig dicht ausfällt, so dass das an den Trambahnschienen einsickernde Wasser von der Decke aufgesaugt wird. Ausserdem hat man schon darauf hingewiesen, dass man bei der üblichen Herstellungsweise, die eine rasche Abkühlung der anzustampfenden Asphaltschichte zulässt, nicht wohl unter die oben erwähnte Stärke von 4—6 cm heruntergehen könne, obwohl diese im Hinblick auf den Verlauf der Abnützung geringer sein dürfte.

---

[1] Ziv.-Ing. A. **Wollheim**, Direktor der Neuchatel Asphalte Compagnie, Asphaltstrassen, Technische, hygienische und ökonomische Betrachtungen, Wien 1902, S. 7.

Guss-Asphalt.

Die Gussasphaltmasse, welche gewöhnlich nur für Fusswege zur Verwendung kommt, wird gewonnen, indem man die zerschlagenen Mastixbrote unter Zusatz von Bitumen schmilzt und mit vorgewärmtem, gesiebtem Sand oder Kies innig mengt, die Masse sodann mit eisernen Löffeln auf die Betonunterlage ausgiesst und mit Spachteln ausbreitet, dichtet und ebnet, schliesslich feinen Sand oder Steinmehl aufträgt und dieses in die Oberfläche mittels hölzerner Hobel einreibt, seltener mit Schlagbrettern einschlägt. Die Menge des dem Mastix zuzusetzenden Bitumens und nicht zu harten Kieses wechselt mit dessen Bitumengehalt und den klimatischen Verhältnissen des Ortes, an dem die Asphaltdecke zur Ausführung kommen soll; sie ist so zu wählen, dass diese Decke in der Sommerhitze nicht zu weich, in der Kälte aber nicht bröckelig wird, im allgemeinen mag die beizumengende Sandmasse 30—60% des verwendeten Asphaltmastix betragen. Der Sand oder Kies wird zunächst zur Hälfte zugesetzt und erst nach gehöriger Durcharbeitung zur anderen Hälfte. Kies und Sand, von gleichem, etwa 5 mm grossen Korn, wird vor der Verwendung gewaschen und wieder getrocknet. Das Schmelzen und Durcharbeiten der Masse geschieht entweder in tragbaren Blechkesseln am Verwendungsorte, so dass unmittelbar aus ihnen geschöpft werden kann, oder aber in festliegenden Kesseln; im letzteren Falle wird die fertige Gussmasse in besonderen, kesselartig geformten und heizbar eingerichteten Transportgefässen zur Verbrauchsstelle gefahren, vor der Entnahme aber wiederholt umgerührt. Auch bei Herstellung von Gussasphaltdecken wird der Asphalt in 1,0 bis mehrere Meter breiten Streifen quer zur Strassenrichtung aufgetragen, bei Fahrbahnen in einer Dicke von etwa 5 cm, bei Fusswegen von 1,5—2,0 cm; stärkere Lagen, etwa von 3 cm an, werden gewöhnlich in 2 Schichten aufgebracht. Nach Unterbrechung der Arbeit, infolgedessen der zuletzt verlegte Streifen erkaltete, muss dessen Rand vor Anschluss des nächsten Streifens durch Aufbringen heissen Asphaltes erweicht werden; auch beim Anschluss der Asphaltdecke an Konstruktionsteile aus anderem Material sollte man diese erwärmen.

Nachdem man von der vor längerer Zeit schon versuchten Anwendung des Gussasphalts zur Herstellung von Fahrbahnen abgekommen war, hat man neuerdings in Dresden sogenannten Granulin-Gussasphalt[1]) und in Stuttgart Gussasphalt aus ungarischem Material[2]) zu genanntem Zweck neuerdings wieder verwendet. Mit dem Namen Granulin-Asphalt wird ein von der Asphaltgesellschaft San Valentino, Reh & Co. in Berlin hergestellter Gussasphalt bezeichnet, bei dem durch Mengung verschiedener Asphaltgesteine und entsprechender Sandmischung ein sehr widerstandsfähiger und wenig glatter Belag erzielt wird. Nach Angabe der Gesellschaft wurden im Jahre 1892 3200 qm und bis zum Jahre 1902 einschliesslich 151 400 qm Fahrstrassen in Granulinasphalt ausgeführt. Bezüglich des Gussasphaltes aus ungarischem Material ist zu bemerken, dass, nach der Mitteilung von C. Schmid a. a. O., zu demselben der natürliche Asphalt, den man aus bituminösem Sand bei Tartaros und Derna im Komitat Bihar bergmännisch gewinnt und am Gewinnungsorte durch Extraktion und Destillation von seinen erdigen Bestandteilen und den leichtflüssigen Ölen befreit, verwendet wird. Das so erhaltene reine Bitumen wird mit 80—85% griesförmigem, teilweise zu Mehl gemahlenem Kalkstein in grossen Rührwerken unter Erwärmen gemengt und alsdann in Brote gegossen. Die Brote werden auf der Baustelle in Asphaltdarren unter Zusatz von 1% reinem Bitumen und

---

[1]) Verwaltungsbericht von Dresden über Strassenbau für das Jahr 1895, wiedergegeben in der *Zeitschrift* f. Transportw. und Strassenb. 1897, S. 172.

[2]) C. Schmid, Technische Studienhefte, Nr. 5, Stuttgart 1905, S. 19, 75. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 558.

40 % gut erwärmten, erbsengrossen Kieselsteinchen wieder aufgeschmolzen und diese Masse in 2 Lagen von je 25 mm Dicke mittels Spachteln auf die Betonunterlage aufgebracht. In die noch heisse Oberfläche wird sodann Porphyrgrus eingedrückt, um dieselbe möglichst rauh zu machen. Die Städtische Strassenbauinspektion in Stuttgart, von der die letzteren Angaben herrühren, bemerkt noch, dass die gemachten Erfahrungen mit diesem Gussasphalt bis jetzt befriedigend gewesen seien. Es habe sich dabei gezeigt, dass Strassen von mittlerem Verkehr, die dicht bebaut und ihrer Richtung nach der Sonne nicht allzusehr ausgesetzt sind, sich am besten für diesen Belag eignen. Bei starker Besonnung zeige der Belag eine gewisse Weichheit, so dass die Räder schwerer Fuhrwerke und die Stollen der Pferdehufe mehr oder weniger tiefe Eindrücke hinterlassen, die sich zwar im Laufe der Zeit wieder ausgleichen, jedoch als Nachteil angesehen werden müssten. In schattigen Strassen mache sich dies weniger bemerkbar. Schädliche Wirkungen infolge grosser Kälte hätten bisher nicht wahrgenommen werden können.

Platten-Asphalt.

Eine besondere Art, Asphaltdecklagen zu bilden, besteht darin, dass man fertige, in der Fabrik durch Einpressen von Asphaltsteinpulver, von Gussasphalt, oder von besonderen Mischungen aus Asphaltsteinpulver und anderen Stoffen[1]) in stählerne Formen gewonnene Platten von quadratischer Form auf einer Betonunterlage in Verband verlegt. Damit dieselben nicht an einzelnen Stellen ihrer Unterfläche aufruhen, erwärmt man sie, etwa durch Einlegen in warmes Wasser soweit, dass sie sich den Unebenheiten der Unterlage anpassen können, oder verlegt sie in eine dünne Schichte aus Asphaltsteinpulver oder aus einer trockenen Mengung von Sand und Zement (3 : 1); neuerdings ordnet man auch ein Mörtelbett unter den Platten an. Die Fugen zwischen den Platten werden zuweilen durch Verstreichen mit heissem Goudron oder dadurch gedichtet, dass man Asphaltsteinpulver einstreut, das sich allmählich in eine steinähnliche Masse umwandelt, manchmal verwendet man auch trockenen Zement zur Fugendichtung, öfters rechnet man darauf, dass sich die schmalen Fugen der dicht zusammengerückten Platten sehr bald von selbst schliessen.

Eine Asphaltierung solcher Art kann mindestens für den Fall als zweckmässig bezeichnet werden, dass in einer Stadt Geschäfte zur Ausführung von Guss- oder Stampfasphalt-Decken nicht bestehen und es sich bei dem geringen Umfange der in Aussicht genommenen Arbeiten nicht verlohnt, die erforderlichen Maschinen und Vorrichtungen samt eingeübten Arbeitern aus der Ferne herbeizuholen, oder wenn auch in der Grossstadt irgendwelche Gründe gegen die Vornahme der zur Herstellung von Stampf- und Gussasphalt erforderlichen Einzelarbeiten sprechen, beispielsweise auch in Strassen mit wenig Verkehr, wo Stampfasphalt erfahrungsgemäss nicht genügend dicht wird und sich weniger gut hält. Die Kosten gepresster Platten von 5 cm Stärke stellen sich auf etwa 8—10 oder 6—7 M/qm, je nachdem sie von ausländischen oder deutschen Bezugsorten stammen.

Léon Malo, auf dessen Veranlassung in Frankreich schon im Jahre 1872 Platten der in Rede stehenden Art gepresst und von verschiedenen Stadtverwaltungen dort und auswärts zur Anwendung gebracht wurden, spricht sich in einer bahnbrechenden Veröffentlichung[2]) folgendermassen aus:

„L'outillage de construction et de réparation des chaussées en asphalte est compliqué, dispendieux, d'un transport difficile, il doit être manoeuvré par des ouvriers spéciaux; en

---

1) Siehe z. B. Daehr, Über Asphaltsteinplatten, Zentralbl. der Bauverw. 1902, S. 44.

2) M. Léon Malo, Note sur l'état actuel de l'industrie de l'asphalte (1879), Paris 1879, p. 36.

sorte que, hors des villes de quelque importance l'usage du système présente des difficultés sérieuses. Pour obvier dans une certaine mesure à ce grave inconvénient, nous avons conseillé l'emploi de pavés ou carreaux en asphalte comprimés à l'avance, soit à chaud, soit même à froid, et qui, juxtaposés, reproduisent, aux joints près, la croûte asphaltique ordinaire. A la suite d'une série d'expériences, entreprises dans ce but, nous sommes arrivé à produire, sous une pression de 200 kg par centimètre carré, des carreaux d'un décimètre carré et de 0,04, 0,05 et 0,06 d'épaisseur. Nous en avons fait de semblables avec toutes les roches d'asphaltes connues. Sur notre conseil la Compagnie générale des asphaltes de France, en a fait l'application sur plusieurs points avec plein succès. Nous ne conseillerions pas l'adoption de ce système, pour les voies très-fréquentées, mais dans les rues de circulation ordinaire, dans les cours, dans les passages des portes cochères, il peut rendre de grands services; un échantillon existe depuis plusieurs années dans le passage d'entrée du plus important magasin de machines agricoles de Paris, celui de M. Pilter, rue Alibert; malgré une circulation considérable de grosses charges, cet échantillon est encore en parfait état."

Auch in Italien wurden schon frühe Asphaltplatten fabriziert[1]), später erst in Deutschland, wo vor anderen Kahlbetzer in Deutz im Jahre 1878 ein deutsches Reichspatent (Nr. 5646) auf die Anfertigung gepresster Asphaltplatten nahm. In neuerer Zeit beschäftigen sich auch verschiedene andere Firmen damit, z. B. die Lobsann-Asphalt-Gesellschaft[2]), die Hannoversche Asphaltsteinplattenfabrik in Sehnde bei Hannover[3]) und andere. In Berlin wurde die erste Versuchsstrecke mit Stampfasphalt-Platten in der Leipziger Strasse, in Frankfurt a/M. eine solche in der Weissfrauenstrasse im Jahre 1885 verlegt. Ihnen folgten später viele andere, doch ist ein sicheres Urteil über Plattenasphalt bis jetzt noch nicht gewonnen. Neben günstigen Äusserungen wurden auch ungünstige bekannt, namentlich waren Verschiebungen der Platten in der Fahrrichtung beobachtet[4]).

Zement-Asphalt-platten.

Die Tatsache, dass die Asphaltdecken jeder Art sich nicht genügend fest mit ihrer Unterlage aus Beton verbinden, und deshalb unter den Verkehrseinwirkungen leiden und oft wellenförmige Bildungen an ihrer Oberfläche aufweisen, hat B. Löhr in Frankfurt a/M. veranlasst, ein Verfahren zur Herstellung von „Zement-Asphaltplatten" zu erfinden, wonach „getrocknetes und erwärmtes Asphaltpulver in geeigneter Metallform in gleichmässig starker Schicht ausgebreitet und mit einer erdfeuchten Schicht Zementbeton durch hohen Druck zu einem einheitlichen Körper vereinigt wird. Der so gebildete Körper wird längere Zeit feucht gehalten und dann vollständig getrocknet". Dieses Verfahren wurde im Deutschen Reiche unter Nr. 75129 vom 21. Oktober 1892 ab patentiert.

Fahrbahnplatten erhalten eine Stärke von etwa 6 cm, wovon 2,5—3,0 auf die Asphaltschichte treffen, für Fusswege genügt eine Dicke von 4,5—5,0 cm und davon 1,5—2,0 für den Asphalt. Die Platten werden in Mörtel auf die Betonunterlage verlegt, nur bei Fusswegen mit sehr gutem Untergrund können sie auch unmittelbar auf dem geebneten und gedichteten Boden aufgebracht werden. Wiewohl sich die Fugen zwischen dem Asphalt der Platten vollständig schliessen, sollen sich die einzelnen Platten beim Auswechseln doch leicht lösen, nachdem eine derselben zerstört worden.

In den letzten Jahren sind Beläge mit Löhr'schen Platten in vielen Städten auf Fahrbahnen und Fusswegen ausgeführt worden, worüber bis jetzt meist günstige Erfahrungen gemeldet worden sind. Weitere Erfahrungen damit sind jedoch noch abzuwarten, namentlich von verkehrsreichen Strassen. Über Pflastersteine aus Asphalt von anderer als Plattenform siehe unter „Kunststein-Pflaster".

---

[1]) L. Malo a. a. O. p. 8; R. Tmn, Über Asphaltplatten, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 185.

[2]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 252; ebenda 1903, S. 372.

[3]) Daehr, Über Asphaltsteinplatten, Zentralbl. der Bauverw. 1902, S. 44.

[4]) Siehe z. B. Deutsche Bauz. 1883, S. 280.

Bahngleise in Asphaltstrassen.

Viele Sorge erwächst dem Strasseningenieur und den Bahngesellschaften aus der Anlage von Trambahngleisen in Asphaltstrassen. Der unmittelbare Anschluss der Stampfasphaltdecken an die Schienenstränge ist erfahrungsgemäss unzulässig, schon weil die regelmässige Abnützung dieser Decken bedeutender ist als die des Schienenstahls, namentlich aber weil unregelmässige Abnützungsformen (Risse und Abbröckelungen) dicht neben den Schienen in bedenklichem Masse hervortreten würden. Es erklärt sich dies aus den unvermeidlichen Bewegungen, die das Gleis unter den Betriebseinwirkungen in lotrechter Richtung und nach der Seite hin ausführt, der Tatsache, dass sich die Strassenfuhrwerke mit Vorliebe den Gleissträngen entlang bewegen und diese häufig überqueren müssen, sowie der Schwierigkeit, die Ansammlung von Niederschlagswasser an den Schienen und das Einsickern desselben in den Strassenoberbau zu verhüten. Dazu kommt noch die Schädlichkeit des zum Auftauen des Schnees verwendeten Salzes und mancher beim Betriebe verwendeter Öle.

In erster Linie bringt man unter jedem Gleis eine etwa 15 cm starke Betonschichte auf die Breite von etwa 2,5 m an, zuweilen auch einen schmäleren Streifen von bedeutenderer Stärke unter jedem Schienenstrang; besonders in neuester Zeit hat E. Reinhardt in Schöneberg bei Berlin ein D. R.-P., Nr. 147314 auf die Herstellung von Betoneisenplatten unter den Gleisen genommen[1]). Weiter sucht man die Bewegungen und Stosswirkungen der Schienen nach Möglichkeit einzuschränken durch Wahl kräftiger Profile für dieselben, durch Ausführung entsprechender Stosskonstruktionen und durch passende Auflagerung der Schienenstränge auf der tragenden Betonschichte. Ausserdem ist es notwendig zu beiden Seiten der Schienen Streifen aus besonders widerstandsfähigem Material anzuordnen und endlich muss alles geschehen, um das Einsickern von Wasser an den Schienensträngen zu verhüten.

Von den üblichen Profilen der Schienen und ihren Stossverbindungen kann hier nicht weiter gesprochen werden, und was die Auflagerung des Schienenfusses zur Abminderung der Stosswirkungen betrifft, so ordnet man zwischen ihm und der Betonschichte eine Lage Zementmörtel, besser aber Gussasphalt an, oder aber Platten aus Stampfasphalt oder gebranntem Ton, die selbst wieder in Zementmörtel oder Gussasphalt gebettet werden. In Dresden hat man 8 bis 10 cm starke Porphyrplatten als Unterlagen versucht, in Leipzig Bohlen aus Tallowwood, die mit eisernen Klammern an dem Schienenfuss befestigt und mit Asphalt unter- und umgossen wurden.

Unendlich viel Mühe ist schon darauf verwendet worden, den zwischen Schienenstrang und Stampfasphaltdecke einzuschaltenden Schutzstreifen in entsprechender Weise zu bilden, ohne dass bis jetzt ein vollkommen befriedigendes Ergebnis erzielt worden wäre. Ursprünglich hat man denselben aus Naturstein- oder Kunststein-Pflaster, oder aber aus Steinschwellen gebildet, ist aber davon wieder abgekommen. Öfters ordnet man jetzt zwischen Schienenkopf und der Stampfasphaltdecke einen mehrere Zentimeter breiten Gussasphaltstreifen an; in Hannover insbesondere hat man solche Streifen von 20 cm Breite und 5 cm Stärke aus Granulin, eine Art Gussasphalt von ziemlicher Härte ausgeführt, die sich jedoch nicht gut bewährt haben sollen[2]). Neuerdings bildet man die Schutzstreifen gerne aus Asphaltplatten, die

---

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 9.

[2]) Siehe Lammers, Strassenbahngleise in Asphaltstrassen, Zeitschr. f. Transp. und Strassenb. 1901, S. 81, 97, 116 und 1903, S. 245; sodann: Bau von Stampfasphaltstrassen, ebenda 1902, S. 149. In den erstgenannten Abhandlungen finden sich insbesondere auch Mitteilungen über die Verfahrungsweisen zur Ausbesserung der neben den Schienenköpfen entstandenen Schäden in den Asphaltdecken.

man in Zementmörtel, oder besser, in Gussasphalt verlegt und deren Fugen man mit eben diesen Stoffen ausgiesst, auch sei darauf hingewiesen, dass man in diesem Falle öfters die ganze Fläche zwischen den Schienen mit Platten- oder Gussasphalt versieht. Am besten aber scheinen sich noch Klötze aus australischen Harthölzern zur Herstellung der Schutzstreifen zu eignen. Bei Ausführungen solcher, z. B. nach H. Freese, kommen nach Abb. 147 auf jede Seite des Schienenstranges 3 Klotzreihen zu liegen, deren zwei aus Vollklötzen, eine aus Halbklötzen bestehen. Die 6—8 mm weiten Fugen zwischen den Reihen werden mit Zementmörtel gefüllt, der Schienenfuss mit Asphaltmasse untergossen; zwischen der Schiene und der nächstgelegenen Klotzreihe bleibt eine 6 mm starke mit bituminöser Masse oder Zementmörtel zu dichtende Fuge, während der Raum zwischen Schienensteg und dieser Fuge mit Zementmörtel gefüllt wird. In der Regel sind die Klötze niedriger wie die Schiene; dann wird letztere teilweise von der Betonunterlage umfasst, zuweilen aber erhalten die der Schiene zunächst gelegenen Klotzreihen eine so bedeutende Höhe, dass sie bis auf die Unterfläche der unter dem Schienenfuss befindlichen bituminösen Schichten hinabreichen, wodurch das Auswechseln des Schienenstrangs wesentlich erleichtert ist.

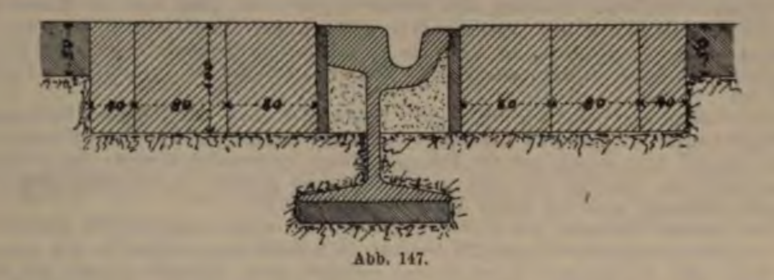


Abb. 147.

Endlich sei noch bemerkt, dass auch der Vorschlag gemacht worden ist, Asphaltblöcke, die auf der dem Schienenkopf zugewendeten Seite mit einer Blechverkleidung versehen sind, zu verwenden[1]).

Bei der oben beschriebenen Anordnung (Abb. 147) ist dem Einsickern von Niederschlagswasser durch Ausfüllung der Räume unter dem Schienenkopf mit Zementmörtel und durch mit Asphalt gefüllte Fugen zwischen Schiene und Holzklötzen entgegengewirkt; statt dessen hat man diesen Raum auch mit Gussasphalt ausgegossen oder mit Asphaltbeton gefüllt, zuweilen auch mit Formsteinen und Zementmörtel ausgemauert[2]).

3. Ersatzmittel für Asphalt und Asphaltstein.

Es ist hier nicht die Rede von Verfälschungen des Asphalts (Bitumens) oder des Mastix mittels Teer, Pech, Fettabfällen, bezw. Steinpulver, Chausseestaub u. dgl. m., wodurch Stoffe erzielt werden, deren Verwendung für Strassenbauzwecke unzulässig ist[3]). Es handelt sich vielmehr um jene Ersatzmittel für Asphalt,

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 533.

[2]) Siehe die schon angeführte Abhandlung: Lammers, Strassenbahnkörper in Stampfasphaltstrassen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 245, sodann C. Schmid, Technische Studienhefte, Heft 5, S. 54 ff. Auch aus dem Vortrage von Direktor P. Faulhammer: Über Einbettung von Strassenbahngleisen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1901, S. 506, 525, 542 kann einiges Hierhergehörige entnommen werden.

[3]) Steinkohlenpech und verwandte Stoffe werden schon durch ihren widerlichen Geruch, sodann durch ihre Farbe kenntlich, die dunkler ist als die natürlichen Asphalts; in dünnen

bezw. Asphaltstein, die ihre Entstehung dem redlichen Bestreben verdanken, brauchbare Strassenmaterialien zu schaffen, die billiger zu stehen kämen als die natürlichen Materialien. Solcher Bestrebungen sind viele zu verzeichnen, namentlich in Amerika, wo Asphaltstein von solcher Güte wie in Europa nicht vorkommt. So stellte man dort seit längerer Zeit Asphaltmastix dadurch her, dass man gereinigten und mit einigen Prozenten Rückstände der Petroleum-Destillation versetzten Trinidad-Asphalt mit einer entsprechenden Menge feinen, kalkhaltigen

---

Schichten unter dem Mikroskop zeigen sie sich als rötlich-gelbe Massen mit vielen dunklen Punkten, während das natürliche Bitumen unter gleichen Umständen durchsichtig, gleichmässig gelblich oder bräunlich erscheint. Léon Malo gibt in den Ann. d. ponts et chauss. Mém. 1879, 2. Sem. p. 321 folgendes von Durand-Claye in derselben Zeitschrift 1880 1. Sem. p. 128 berichtigtes chemisches Prüfungsverfahren an. Demnach wird die zu prüfende Masse in Schwefelkohlenstoff aufgelöst und die gewonnene Flüssigkeit filtriert. Nachdem der Schwefelkohlenstoff durch Verdunstung beseitigt worden, erwärmt man den Rückstand bis er pechartig geworden, worauf man ihn in einem Mörser fein pulvert. 0,1 g von diesem Pulver wird in einer Glasröhre mit 5 ccm englischer Schwefelsäure zusammengebracht, verkorkt und auf 24 Stunden beiseite gestellt. Nach Ablauf dieser Zeit setzt man 10 ccm destilliertes Wasser zu, wobei man zur Vermeidung starker Erhitzung die Röhre in kaltes Wasser stellt und das zuzusetzende Wasser allmählich in kleinen Mengen langsam einlaufen lässt und jedesmal mit einem Glasstabe umrührt. Nachdem alles Wasser zugesetzt ist, giesst man die Mischung und schliesslich zur Abspülung noch 100 ccm Wasser durch das Filter in ein Glasgefäss. War natürliches Bitumen vorhanden, so zeigt die so erhaltene Flüssigkeit keine oder nur eine ganz schwache Färbung, dagegen erscheint sie braun bis schwarz bei Vorhandensein von Pech, Teer u. dgl.

Gleichzeitig mit der Berichtigung hat Durand-Claye das folgende Verfahren für ausreichend erklärt: 10 g der zu untersuchenden Masse werden der Einwirkung von 100 ccm Alkohol von 36° unterworfen und die Flüssigkeit nach 24 Stunden filtriert; bei natürlichem Bitumen bleibt der Alkohol hell oder nur unbedeutend gefärbt; er bekommt dagegen eine stark gelbe Färbung, wenn die Masse Steinkohlenteer enthält.

Ein anderes Verfahren von Durand-Claye ist in den „Registres du laboratoire de l'école des ponts et chaussées“ vom 20. Februar 1879 enthalten, worüber in den Ann. d. p. et ch. Mém. 1881 1. Sem. p. 112 von Sporny berichtet wird. Dasselbe gründet sich auf die Tatsache, dass das natürliche Bitumen sich schwer, Teer u. dgl. aber leicht in Alkohol auflöst, und dass beide Stoffe ohne Schwierigkeit in Benzin gelöst werden können. Man bringt nach jener Anweisung ungefähr 1 g der zu untersuchenden Masse in eine verschliessbare Röhre und versetzt sie mit 5 g rektifizierten Benzins und schüttelt beides so lange, bis das Benzin fast schwarz geworden. Hierauf giesst man die Flüssigkeit auf ein Filter und lässt 5—6 Tropfen davon in eine Röhre abtropfen. Diese verdünnt man mit etwa 5 ccm frischen Benzins und giesst ausserdem noch eine gleiche Menge 85grädigen Alkohols hinzu, schüttelt das ganze gründlich und überlässt es sodann der Ruhe. Bald trennt sich die Flüssigkeit deutlich in zwei Schichten, eine obere, die von dem durch die aufgelöste Materie stark gefärbten Benzin gebildet wird, und eine untere Alkoholschichte. Diese letztere erscheint von Gastheer goldgelb gefärbt und um so dunkler, je mehr von diesem Stoffe vorhanden war; enthält dagegen die untersuchte Masse bloss natürliches Bitumen, so bleibt der Alkohol entweder ganz farblos oder er zeigt nur eine leicht strohgelbe Färbung. Mischungen von echtem Bitumen und Teer liefern Mittelfarben und es macht sich Gasteer bemerklich, selbst wenn er nur im Verhältnisse von 1:10 vorhanden war. Sporny, welcher dieses Verfahren öfters angewendet hat, gibt noch folgende Erfahrungsergebnisse: Eine Asphaltmasse von gleicher Güte bewirkt, unter denselben Verhältnissen behandelt, stets die gleiche Färbung des Alkohols.

Mit natürlichem Bitumen hergestellter Asphaltmastix gibt immer dieselbe helle Lösung, unabhängig von der Menge des vorhandenen Bitumens. Künstlicher Asphaltmastix färbt den Alkohol immer, und zwar um so dunkler, je grösser die vorhandene Menge des Gasteers oder eines anderen bituminösen Stoffes ist.

Bei Mischungen von natürlichem Asphalt mit künstlichem wird eine dunkle Färbung erhalten, selbst wenn der Ersatzstoff nur zu $^1/_{50}$ in der Mischung vorhanden war.

Schliesslich sei noch folgendes Verfahren von Hauenschild erwähnt:

Ein bis zu etwa 200° erhitztes Stück von ungefähr 1 g nach dem Abkühlen und Zerkleinern mit etwa 5 ccm Alkohol von nicht unter 80° Gay-Lussac in einem gewöhnlichen Reagenzglase behandelt, gibt, von oben gesehen, bei nur 2% Gehalt an Braun- oder Steinkohlenpech eine deutliche gelbe Färbung mit sehr deutlicher grünblauer Fluoreszenz; die Färbung, ebenso wie die Fluoreszenz nimmt an Stärke mit Erhöhung des künstlichen Zusatzes zu und geht endlich ins Dunkelweingelbe mit grüngelber Fluoreszenz über.

Sandes mischte, die man übrigens so gross wählte, dass eine zur Herstellung von Strassendecken aus Gussasphalt ohne weiteres geeignete Masse entstand; ähnliche Versuche sind auch anderswo gemacht worden.

Von Bedeutung sind auch die künstlichen Gemenge zur Herstellung von Stampfasphaltdecken. Hier ist unter anderen der Stampfasphalt von Dietrich zu erwähnen (Reichspatent Nr. 28620), der von der „Neuen Hannoverschen Asphalt-Gesellschaft" unter dem Namen „Deutscher Stampfasphalt" ausgeführt wird und nach der Patentschrift aus einem innigen Gemenge von reinem oder bituminösem Kalkstein in Pulverform mit gleichfalls gepulvertem reinen Bitumen besteht, das, in dem Steinpulver fein zerteilt, durch Erhitzung in rotierenden Kesseln zur Aufsaugung gelangen soll.

Ein anderer „Deutscher Stampfasphalt" ist von der „Deutschen Asphalt-Aktien-Gesellschaft der Limmer und Vorwohler Grubenfelder" (Reichspatent Nr. 40020) versucht worden. Das Verfahren dieser Gesellschaft besteht darin, trockenen, pulverförmigen Kalk oder Asphaltstein (65 bis 62 ½ %) durch Zusatz von Kalkmilch (35 bis 38 %, welche etwa 8 % Weisskalk enthält, unter Erhitzen in einen dünnflüssigen Schlamm zu verwandeln, diesen alkalischen Schlamm auf etwa 50° C zu erwärmen und mit geschmolzenem und gereinigtem Bitumen zu versetzen, wodurch nach und nach eine emulsionsartige Vereinigung beider eintritt, so dass das Bitumen sämtliche Steinkörner gleichmässig und vollständig umhüllt. Der Zusatz von Bitumen kann bis zu 15 % des trockenen Steinmaterials betragen.

Das Verfahren kann nach Angabe der Gesellschaft auch dahin abgeändert werden, dass etwa 60 % trockenes, pulverförmiges Steinmaterial zunächst unter Erhitzen mit 30 % Harzleim-Lösung versetzt wird, welche in 100 Teilen 2 ½ Teile durch 20grädige Lauge in Lösung gebrachtes Harz enthält und erst dem entstehenden dünnflüssigen Schlamm 10 % Kalkmilch zugesetzt wird. Durch Wechselzersetzung zwischen der Harzseife und der Kalkmilch entsteht unlösliches Kalkresinat, das bei dem nun erfolgenden Zusatze von heissflüssigem Bitumen in gleicher Weise wie die übrigen Steinteilchen von diesem umhüllt wird. Die Verbindung des warmen Steinbreies mit dem geschmolzenen Bitumen wird in letzterem Falle bei 70—80° C vorgenommen.

Der auf die eine oder andere Weise gewonnene heisse bituminöse Steinbrei wird in Formen gegossen und die erkaltete Masse in Briquettes zerlegt, welche an der Luft getrocknet werden. Das lufttrockene Material kann nun in Mahlwerken wiederholt zerkleinert und somit ein zur Herstellung von Strassenbauten durch Stampfarbeit geeignetes Steinpulver gewonnen werden.

Ein dritter künstlicher Asphalt führt den Namen Pediolith.

Busse in Linden bei Hannover endlich hat sogenanntes Gummi-Strassenpflaster hergestellt, indem er Mineralöle auf chemischem Wege oxydierte und in einen gummiartigen Zustand überführte, die Gummimasse aber mit Steinmehl innig mischte und das so gewonnene Pulver erhitzt zu einer festen Decke, wie sonst das Asphaltsteinpulver, anstampfte[1]).

Über alle diese künstlich zubereiteten Stoffe lässt sich zurzeit ein endgültiges Urteil noch nicht fällen; Tatsache ist, dass alle Versuche, die mit solchen Stoffen in verkehrsreichen Strassen ausgeführt wurden, bisher misslungen sind und dass die teilweise sehr hoch gespannten Hoffnungen der Erfinder sich jedenfalls nicht erfüllt haben. Es ist deshalb vorerst noch grosse Vorsicht bei der Beurteilnng dieser Stoffe geboten, ohne dass jedoch die Hoffnung auf ein

---

[1]) Über andere künstliche Asphalte siehe: Pinkenburg, Zur Frage zweckmässiger Pflasterungen in den Städten, Technisches Gemeindeblatt, 1902, V. Jahrgang, Nr. 7, S. 98.

Gelingen aufgegeben zu werden braucht; es sei daran erinnert, dass ein amerikanisches Erzeugnis, dem öfters der Name „Barberasphalt" zugelegt ist, in Europa Misserfolge aufweist, während es in Amerika in grosser Ausdehnung eine offenbar zweckentsprechende Verwendung findet. Einige Bemerkungen darüber mögen daher an dieser Stelle noch ihren Platz finden.

Wie schon früher bemerkt, war man in Amerika durch den Mangel an Fundstätten guten, zur Herstellung von Stampfarbeit geeigneten Asphaltsteins und durch die hohen Beförderungskosten der berühmten europäischen Gesteine mehr als anderswo zu Versuchen gedrängt, ein passendes Ersatzmittel künstlich herzustellen[1]). Ursprünglich suchte man den in Gasanstalten als Nebenerzeugnis anfallenden Steinkohlenteer zu verwerten, indem man die durch Destillation desselben gewonnenen Rückstände unter Beimengung von Sand oder Kies kochte und die geschmolzene Masse wie Gussasphalt verwendete, allein alle diese Versuche misslangen in Amerika ebenso gründlich wie in anderen Ländern, wo man denselben Weg gegangen war; die Masse war in der Kälte zu spröde, in der Hitze zu weich und verlor sehr bald ihren Zusammenhang infolge des Entweichens ätherischer Öle. Edward J. de Smedt sah daher vom Teer ab und versuchte brauchbare Mischungen mit Hilfe natürlicher, in Amerika vorkommender Bitumen oder bituminöser Gesteine, wie Gilsonit, Albertit und andere, zustande zu bringen, jedoch ebenfalls mit ungenügendem Erfolge. Endlich kam er auf den Asphalt der Insel Trinidad, dem er die bei der Petroleum-Raffinerie gewonnenen Rückstände zusetzte und sodann mit scharfem Sand und einer kleinen Menge pulverisierten Kalksteins vermengte.

Die ersten Versuchsstrecken damit wurden Anfang der siebziger Jahre in Newark, New-York und Philadelphia ausgeführt und im Frühling 1877 belegte man in Washington einen Teil der Pennsylvania-Avenue mit Stampfasphalt vom Val de Travers, einen anderen Teil derselben mit der neuen Mischung Smedt's, die man dann in Amerika gewöhnlich mit dem Namen Trinidad-Asphalt bezeichnete; beide Teile befanden sich nach übereinstimmenden Angaben im Jahre 1888 noch in tadellosem Zustande. Als dann Ende der siebziger Jahre an Stelle des vorhandenen schlechten Holzpflasters Asphalt treten sollte, entschied man sich für die Smedt'sche Asphaltmischung, die von da ab nicht nur in Washington, sondern in einer ganzen Reihe amerikanischer Städte eine ausserordentliche Verbreitung fand, so dass man in 35 dieser Städte im Jahre 1893 nahezu 6 1/2 Mill. Sq. Yds = rd 5 1/2 Mill. qm Asphaltpflaster zählte. Nach einer anderen Angabe[2]) waren bis zu dieser Zeit in Amerika von der Barber Asph. Paving Co. 6 431 790 Sq. Yds., von 29 anderen Unternehmungen 5 481 917 Sq. Yds., im ganzen nahezu 12 Mill. Sq. Yds. Asphaltstrassen hergestellt worden.

Der grösste Teil dieser bedeutenden Leistung fällt der „Barber Asphalt Paving Company" zu, die im Jahre 1883 aus der ursprünglichen Firma A. L. Barber & Cie. hervorgegangen war; daher kommt es, dass die Smedtsche Asphaltmischung in Europa gewöhnlich „Barberasphalt" genannt wird[3]).

---

[1]) In neuerer Zeit hat sich übrigens die Asphalt-Industrie in Amerika bedeutend gehoben; siehe deshalb einen Bericht der nordamerikanischen Bundesregierung über „Asphalt im Jahre 1893" in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1895, S. 33; sodann: Bituminous Rock Paving in San Francisco, California, eine Besprechung der Herstellung von Stampfasphalt aus Asphaltsandstein, Engineering News 1898 II, p. 388.

[2]) Engineering News 1893, II, p. 367.

[3]) Im Zentralblatt der Bauverwaltung ist schon 1883, S. 142 eine Mitteilung: „Asphaltpflaster in Washington" nach den Jahresberichten des dortigen Oberingenieurs erschienen. Auch die wiederholten Mitteilungen der Zeitschrift f. Transportw. und Strassenb. haben zur Kenntnis der amerikanischen Verhältnisse beigetragen; hier sei ins-

Die Masse für die Decklage des „Trinidad asphalt pavement“, der sogenannte Barber-, oder auch Sheet-Asphalt, besteht dem Gewichte nach aus

1. zubereitetem Trinidadasphalt (Asphaltic cement) 12—15 %,
2. Sand 83—70 %,
3. gepulvertem Kalkstein 5—15 %,

welche Teile, nachdem die beiden ersten über 250° F erhitzt worden, in besonderen Apparaten gründlich gemischt werden. Übrigens wechseln die Mischungs-Verhältnisse derselben je nach der Art des verwendeten Sandes und dem Klima, wie auch die Zusammensetzung des zubereiteten Trinidadasphalts je nach den klimatischen Verhältnissen verschieden gewählt werden muss. Dieser „asphaltic cement“ besteht, wie schon früher angegeben wurde, aus gereinigtem Trinidadasphalt, dem zur Milderung seiner Sprödigkeit und Härte eine gewisse Menge der bei der Petroleum-Raffinerie gewonnenen Rückstände zugesetzt wird; nach Howard[1]), dessen Schrift die vorstehenden Zahlenangaben entnommen sind, enthält er 15—18 % davon, nach Mitteilungen an Ort und Stelle in New-Orleans, Chicago und Montreal aber bezw. 6, 14 und 20 %[2]). Über Herstellung des Asphalt-Zementes und seine Prüfung finden sich Angaben in dem Berichte der nordamerikanischen Bundesregierung über „Asphalt im Jahre 1893“ (Zeitschr. f. Transportv. u. Strassenb. 1895, S. 251.) Die fertige Masse, so wie sie im erhitzten Zustande zur Verwendung gelangt, hat das Aussehen lockerer, schwarzer Gartenerde. Dieselbe wird auf einer etwa 6 Zoll dicken Betonunterlage ausgebreitet, so hoch, dass die Stärke der komprimierten Decke 6,5—7 cm beträgt, und sodann mit Walzen in der Hauptsache wie unser Stampfasphalt, zuletzt aber mit einer schweren Dampfwalze behandelt. Letztere ist mit Teer bestrichen; die sich an ihr aufwickelnden Teile werden durch einen Arbeiter mittels eines Messers abgestreift. Vor dem letzten Abwalzen wird die Strassenoberfläche mit Kalkstaub und Sand bestreut, wahrscheinlich um die Farbe der Asphaltdecke mit Rücksicht auf das Wärmeaufnahme-Vermögen zu ändern, und wohl auch um das Anhängen der Asphaltmasse an die Walze zu verhüten und die Oberfläche der Strasse rauher zu machen.

In dem schon wiederholt angeführten Bericht der nordamerikanischen Bundesregierung über „Asphalt im Jahre 1893“ wird insbesondere die Art der

---

besondere auf eine Übersetzung eines Artikels der Engineering News, Jan. 1888 im Jahrgange 1888, S. 37, 44, 51, 61 verwiesen, sodann auf eine solche des Berichts: United States Geological Survey; J. W. Powell, Direct.: Asphaltum in 1893, by Clifford Richardson and E. W. Parker. Extract from „Mineral Resources of the Un. Stat. Cal. Year 1893“, Zeitschr. f. Transp. u. Strassenb. 1895, S. 33, 51, 87, 103, 135, 153, 173, 251, 333, 349, 365.

[1]) J. W. Howard, B. L., C. E., Natural asphaltum and its compounds etc. Published by the Rensselaer Society of Engineers, Troy. N. Y.

[2]) In einer Abhandlung von F. V. Greene, Asphalt and its uses, A paper, read before the American Institute of Mining Engineers, Buffalo Meeting, Oct. 1888 ist folgendes über die Zusammensetzung angegeben: „Der Asphalt als Kitt (der zubereitete Trinidadasphalt) wird mit einer passenden Menge (etwa 7:1 dem Gewichte, 4:1 dem Rauminhalte nach) feinen scharfen Sandes von $^1/_{20}$ bis $^1/_{100}$ Zoll Grösse versetzt und beide Stoffe mittels geeigneter Vorrichtungen bei einer Temperatur von ungefähr 300° F. gründlich gemischt, hierauf in heissem Zustande auf der Unterlage mit heissen eisernen Rechen ausgebreitet und durch Stampfen und Walzen gedichtet.“

„In den Patentbeschreibungen über Asphaltpflaster wird gewöhnlich noch eine gewisse Menge gepulverten Kalksteins erwähnt, welcher mit dem Sande gemischt werden soll. Es geschieht dies auf mechanischem Wege zu dem Zweck, um die Zwischenräume des Sandes zu füllen, den freien Asphalt dortselbst aufzusaugen und um eine festere und gleichartigere Masse zu erzielen. Dies alles kann jedoch auch durch den Sand erzielt werden, wenn derselbe hinreichend feine Teile enthält.“

Siehe auch: Tests of asphalt paving materials at Philadelphia, Engineering News 1894, I, p. 523.

Asphaltierung der Fahrbahnen beschrieben. Aus diesem Berichte soll hier noch folgendes angeführt werden:[1])

Die Strasse wird zunächst nach der genauen Linie des Profils so tief ausgeschachtet, dass die Oberkante des Aushubs 18 oder 23 cm unter der zukünftigen Strassenkrone liegt. Etwaige Löcher werden mit Kies oder Sand zugestampft, das Planum des Koffers mit einer wenigstens 5 t schweren Walze abgewalzt.

Auf dieses Planum kommt eine 10 oder 15 cm starke Betondecke. Der Beton wird hergestellt aus einem Zementmörtel (135 kg Zement und 0,25 cbm loser Sand) mit so viel Steingeschläg, dass beim Abrammen ein kleiner Überschuss an Mörtel vorhanden ist. Wieviel Steinschlag zu nehmen ist, wird von dem aufsichtsführenden Ingenieur festgesetzt. Ist der Beton mit der Schaufel verteilt, wird er so lange abgerammt, bis freier Mörtel an der Oberfläche erscheint.

Der Zement muss dem vom Ingenieur-Departement des Distrikts Kolumbien erlassenen Vorschriften entsprechen und wird vor der Verwendung geprüft. Der zur Verwendung kommende Sand soll reiner, grobkörniger, scharfer Flusssand sein, der frei ist von fremden Beimengungen; mit Wasser geschüttelt und zur Absetzung gebracht, soll er nicht mehr als 5 % Lehm ergeben. Der Steinschlag soll aus bestem Granit oder aus gleich gutem Material hergestellt werden. Die Korngrösse ist bestimmt durch eine Maschenweite von 65 mm; es sollen wenigstens 85 % desselben durch einen 65 mm weiten Ring hindurchgehen und im verbleibenden Rest sollen keine Stücke von über 9 cm Abmessungen sein. Das Geschläg wird vor seiner Verwendung gewaschen und angenässt.

Auf die Betonlage kommt, nachdem sie eine genügende Festigkeit erlangt hat, zur Verhütung von Verschiebungen der Asphaltdecke auf der Betonunterlage eine sogenannte Bindelage aus Steingeschläg und Asphaltzement. Bezüglich der Korngrösse dieses Geschlägs ist bestimmt, dass 85 % der Steinstücke mit ihrer grössten Abmessung durch einen 4 cm weiten Ring gehen und vom Rest kein Stein grössere Abmessungen als 5 cm haben soll. Die Steine werden bis auf 150° erhitzt und sodann in Maschinen mit dem Asphaltzement gemischt. Die Eindringung einer Nadel (nach einer bestimmten Nadelprobe) soll 150 bis 230° betragen. Auf 1 cbm Steine kommen 120—140 l Zement. Die fertige Mischung wird in heissem Zustande auf der Unterbettung 5 cm stark ausgebreitet, abgerammt und gewalzt bis sie kalt geworden und nur noch eine Stärke von 4 cm zeigt. Die oberste Decklage der Fahrbahn endlich soll nach der Dichtung eine Stärke von 4 cm haben. Zu ihrer Herstellung wird Asphalt, schweres Petroleum, scharfer reiner Flusssand und feines Kalksteinpulver verwendet. Hierbei ist in erster Linie Asphalt von Trinidad ins Auge gefasst, der unter Aufsicht raffiniert und zu Asphaltzement verarbeitet wird. Die Zusätze der bei der Petroleumraffinerie gewonnenen Rückstände, hier „schweres Petroleum" genannt, sollen nach der Washingtoner Vorschrift eine Dichtigkeit von 17—21° Baumé haben, sich unter 150° C nicht entzünden, 10 Stunden lang bei 205° C erhitzt, nicht mehr als 10 % Destillat ergeben und bei einer Temperatur von über 16° C noch nicht aufhören zu fliessen. Auf 100 kg gereinigten Asphalts sollen 15—21 kg Öl, aber nicht mehr verwendet werden. Der Asphalt wird auf höchstens 165°, das Öl auf mindestens 65° C erhitzt; dann werden beide mittels eines Gebläses gemischt und verrührt, bis der erhaltene Asphaltzement bei der Nadelprobe eine Eindringung von 75 bis 95° (gemäss der nach Fahrenheit'schen Graden bestimmten Skala) zeigt. Die Mischung soll in 10 Stunden beendet sein und bei einer Temperatur von 145 bis höchstens 165° C vollzogen werden. Nötigenfalls wird dabei noch etwas heisses Öl oder geschmolzener Asphalt zugesetzt. Wird fertiger Asphaltzement in Vorrat gehalten, so muss er vor der Verwendung gut verrührt werden.

Der mit dem Asphaltzement zu mischende Sand soll Körner von sehr verschiedener Grösse haben und kann zum Teil auch durch feinen Steingrus ersetzt werden. Der weiter beigefügte Kalkstein soll bis zu einem unfühlbaren Pulver zerkleinert sein; es hat den Zweck, die Hohlräume vollständig auszufüllen und ist in seiner Menge hiernach zu bestimmen. Es werden genommen 13—16 Gewichtsteile Asphaltzement, 79—84 Gewichtsteile Sand und 3—5 Teile Kalksteinpulver. Die Zusammensetzung ist je nach der Art der Materialien und des Strassenverkehrs verschieden, aber die Menge des in Schwefelkohlenstoff löslichen Bitumens soll bei keiner Mischung die Grenzen 9—11 % überschreiten. Der Sand oder das Gemisch von Sand und Steingrus und der Asphaltzement werden getrennt auf ungefähr 150° C erhitzt. Das Kalksteinpulver wird in kaltem Zustande mit dem heissen Sand und mit diesem sodann mit dem Asphaltzement bei der richtigen Temperatur verrührt, bis eine homogene Masse hergestellt ist. Diese wird mindestens 120° warm nach der Baustelle gefahren, mit heissen Rechen in einer Stärke von 6 ½ cm gleichmässig ausgebreitet und auf 4 cm gedichtet. Zunächst kommen Handwalzen in Anwendung, dann wird die Fläche mit etwas hydraulischem Zement oder Steinmehl überfahren und mit einer Dampfwalze bearbeitet, die wenigstens 45 kg/cm Druck äussert.

---

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1895, S. 253, 333, 349.

Das Bestreuen mit Zement oder Steinmehl hat den Zweck, das Ankleben des Materials an die Walze zu verhüten und eine angenehme Färbung zu erzielen. Die Walzarbeit dauert sechs Stunden für jede Fläche von 1000 qm Inhalt. Alle Winkel und Ecken, die von der Walze nicht erreichbar sind, werden mit heissen Stampfern und Glätteisen bearbeitet.

In Städten, wo die Bindelage nicht ausgeführt wird, erhält die Decklage eine grössere Stärke, etwa von $6^1/_2$ cm, die in vier oder in zwei Schichten aufgebracht wird.

Wie schon oben bemerkt ist, haben alle früher in Europa mit Barberasphalt angestellten Versuche Misserfolge gehabt und zwar deshalb, wie man sich dachte, weil der dem europäischen Klima angemessene Ölzusatz des Trinidadasphalts und die erforderlichen Mengenverhältnisse von Steingeschläg, Sand und Steinpulver noch nicht richtig ausprobiert worden waren. Auch einige neuere Versuche in London und Paris scheinen ungünstig ausgefallen zu sein. Dagegen war man in Europa geneigt, die amerikanischen Asphaltstrassen in der Hauptsache als gelungene Konstruktionen zu betrachten, wiewohl die Amerikaner selbst nicht immer ganz derselben Ansicht waren [1]).

In neuerer Zeit nun mehren sich die Stimmen von drüben, die die Ursache mancher Misserfolge bei Ausführung von Asphaltstrassen vor allem in der Beschaffenheit des vorzugsweise verwendeten Trinidad-Asphaltes erkennen wollen. Im folgenden soll die Ansicht des schon mehrmals angeführten hervorragenden amerikanischen Fachmannes J. W. Howard, Consulting Engineer, New-York [2]) über die in Rede stehende Sache mitgeteilt werden.

Eine etwa 24jährige Erfahrung mit den amerikanischen Asphaltpflasterstrassen in vielen Städten hat endgültig dargetan, dass manche Ausführungen gut, andere nicht gut sind, und sorgfältige Untersuchungen seitens verschiedener, durch Geschäftsinteressen nicht beeinflusster Sachverständiger haben ergeben, dass die schlechte Beschaffenheit amerikanischer Asphaltdecken hauptsächlich durch zwei Umstände bedingt ist; einmal dadurch, dass zu ihrer Herstellung ein Asphalt (specially prepared asphaltum = bitumen) verwendet worden ist, der der Einwirkung von Wasser nicht zu widerstehen vermochte. Solcher Asphalt, wie der von Trinidad und von einigen anderen Fundorten, enthält nämlich in Wasser lösliche Salze, wodurch er seine Bindekraft verliert, und Pflaster aus solchem Asphalt zerfällt allmählich unter der Einwirkung von Feuchtigkeit, die die Decke durchdringt nicht nur infolge Regnens von oben, sondern auch durch die Feuchtigkeit, die sich zwischen Betonbettung und Asphaltdecke ansammelt. Die amerikanischen Stadtverwaltungen schreiben deshalb zur Verhütung des Verfalls ihrer Asphaltstrassen neuerdings in den Lieferungsbedingnissen vor, dass die Decklage mit einem Asphalt herzustellen sei, der von Feuchtigkeit nicht angegriffen wird („to be made with an asphaltum which is not attacked and injured by moisture“). Hierdurch werden Trinidad-Asphalt und einige andere Asphaltsorten ausgeschlossen, die früher vielfach verwendet worden sind, besonders von einer Vereinigung von Unternehmern, die als „Asphalt-Trust“ bekannt war. This „trust“ has failed and gone into liquidation with disastrous results to its stockholders and to the injury of many cities in which Trinidadasphalt was laid under an agreement to keep the pavements in order: but which are now not kept in order.

Es gibt mehrere Arten von Asphalt aus anderen Bezugsorten als Trinidad, die brauchbar sind und die Forderungen der Bedingnishefte amerikanischer Stadtverwaltungen lauten: „The asphaltum used shall be at least 90 % pure bitumen and shall not be affected by water; nor shall the asphaltum be made by distillation from oils.“

---

1) In einem Vortrage des Ingenieurs J. Schubert vom 10. Mai 1890 vor dem Technischen Vereine zu New-York (Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1890, S. 243) heisst es z. B.:

„Die „Barber Asph. Pav. Co.“ hat schon über vier Millionen Quadrat-Yards dieses Pflasters gelegt, und doch muss ich sagen, dass wir erst anfangen, uns gründliche Kenntnis über die Zubereitung und das Legen des Pflasters zu erwerben. Das Trinidadasphalt-Pflaster ist jedenfalls das Pflaster der Zukunft, wenigstens für Amerika, da es hier bedeutend billiger hergestellt werden kann als der Rock-Asphalt (Stampfasphalt aus natürlichem Asphaltstein-Pulver der europäischen Gruben), und allen Ansprüchen genügt, die man an ein gutes, die Gesundheit schonendes Pflaster machen kann. Dass es jetzt noch nicht in allen Strassen, namentlich nicht in Strassen mit starkem Verkehr, mit Erfolg gelegt werden kann, ist nicht zu leugnen. Wir müssen lernen, dem Asphalt die nötige Zähigkeit zu geben, um auch bei nasskaltem Wetter einem stärkeren Verkehr widerstehen zu können.“

2) Nach eingehenden brieflichen Äusserungen an den Verfasser. Siehe ausserdem: The action of water on Asphalt Pavements, by Daniel B. Luten, Engineering News 1900, II, p. 113.

Die zweite Ursache des Misslingens von Asphaltpflaster in amerikanischen Städten ist nämlich in der Verwendung eines Bitumens zu suchen, das lediglich als Rückstand bei der Destillation von Naphtha, Petroleum und anderen Ölen aus dem dichten, rohen Petroleum gewonnen worden ist. Dieser Rückstand („oil asphaltum") wird besonders von den Raffinerien in Kalifornien und Texas bezogen. Er ist billig und dies macht ihn begehrenswert für die Pflaster-Unternehmungen, im Winter jedoch wird er starr und verliert seine Anklebrigkeit, und im Sommer wird er sehr weich und hält die Sandteilchen nicht mehr fest zusammen. Die zähflüssigen Öle werden allmählich durch das Kalksteinpulver aufgesaugt oder durch Sonne und Luft verflüchtigt und oxydiert. Es ist schwierig die Verwendung dieses sog. 'Steinöl-Asphalts zu verhindern und er wird zuweilen hinter dem Rücken der Beamten verwendet.

Es bestehen verschiedene Millionen Quadratyards von gutem Asphaltpflaster in Amerika, die mit hochstehendem natürlichen Asphalt aus Venezuela, Kalifornien, Mexiko etc. hergestellt worden sind, der der Einwirkung von Wasser und der Witterung im Sommer und Winter widersteht. Der Wettbewerb unter etwa 12 Gesellschaften, die guten Asphalt liefern und den vielen Asphaltpflaster-Unternehmungen ist sehr stark. Das Ergebnis ist, dass die Städte in Amerika nur Asphaltpflaster aus guten Mischungen von Sand, Kalkstein und Bitumen in guter Ausführung erhalten können und zu sehr niedrigen Preisen, in manchen Fällen zum Schaden für die Unternehmer. Es gibt in Amerika keinen Asphalt-Trust und kein Asphalt-Syndikat mehr. Als gute Eigenschaft des Barber-Asphalts wird hervorgehoben, dass er weniger glatt sei als Stampfasphalt aus natürlichem Asphaltstein.

Greene a. a. O. teilt mit, dass in dieser Beziehung im Herbst 1885 sorgfältig vorbereitete Beobachtungen zu New-York auf 2 verschiedenen Asphaltbelagen derselben Strasse angestellt worden seien. Von über 36000 Pferden, welche in 6 Tagen über diese Strecken gegangen waren, seien 5 auf dem Barber-Asphalt und 95 auf dem Belage aus natürlichem Asphaltstein zu Fall gekommen. Aus anderen, an verschiedenen Pflasterungen in mehreren Städten der Vereinigten Staaten angestellten Beobachtungen habe sich ergeben, dass unter allen Verhältnissen der Witterung und des Klimas weniger Pferde auf Asphalt-, als auf Steinpflaster gestürzt seien [1]).

Eingehende Beobachtungen über Pferdestürze auf verschiedenartigen Pflasterdecken finden sich im „Sonderabdruck aus dem 1903er Verwaltungsbericht der Stadt Leipzig", S. 34.

Pech-Schotterstrassen. Asphalt-Schotterstrassen.

Um bei gewöhnlichen Schotterstrassen das Einsickern von Wasser zu verhüten, die einzelnen Schotterstücke durch ein etwas nachgiebiges Bindemittel untereinander zu vereinigen, die Decke dadurch widerstandsfähiger gegen die Angriffe des Verkehrs zu machen und infolgedessen die Staub- und Schmutzbildung zu vermindern, hat man schon seit längerer Zeit die Zwischenräume der chaussierten Decke mit einer künstlichen Mischung aus Steinkohlenteerpech und Kreosotöl (aus Steinkohlenteer gewonnene ungereinigte Karbolsäure) oder aus Steinkohlenteer, nötigenfalls mit Pechzusatz, oder aber mit natürlichem Asphalt ausgefüllt. In Liverpool z. B. hat man schon 1879 auf 1 cbm Steingeschläg ungefähr 0,4 cbm Pech und 0,04 cbm Kreosotöl genommen [2]).

Bei der Ausführung wird das auf Trockenböden erwärmte Kleingeschläg mit der kochenden Teermasse gründlich durchgearbeitet, bis jedes Stück von derselben überzogen ist, in diesem Zustande einige Wochen liegen gelassen, sodann eingebettet und angestampft oder gewalzt und schliesslich die Oberfläche der Decke mit Steinstaub bestreut. In anderen Fällen wurde das Kleingeschläg zuerst in

---

[1]) Ausführliche Mitteilungen über die Art, wie die Beobachtungen in den verschiedenen Städten angestellt wurden und über die Ergebnisse derselben siehe: Transactions of the American Society of Civil-Engineers, Vol. XV, Febr. 1886: An account of some observations of street traffic, by Capt. Francis V. Greene, M. Am. Soc. C. E.

[2]) Dietrich, Die Asphaltstrassen, S. 105.

der gewöhnlichen Weise eingebettet und gedichtet, alsdann erst Teer aufgebracht und schliesslich nach Zugabe von Steinsplittern eine Abwalzung vorgenommen. Öfters wurde der Chausseekörper aus 2 Schichten gebildet, unten aus Stücken von 5 cm, oben aus solchen von 2 cm Seitenlänge[1]).

In Dresden hat man versuchsweise auf alte Schotterbahnen eine 8 cm hohe Schichte Kleingeschläg, mit erwärmtem oder kaltem Asphaltpulver vermengt, aufgebracht und eingewalzt.

Die bis jetzt gemachten Erfahrungen mit Pech- oder Asphaltschotterstrassen lauten im ganzen nicht ungünstig, namentlich auch solche aus Amerika, wo von den Gebrüdern Warren bis zum Jahre 1902 in 39 Städten über 600000 qm Asphalt-Schotterstrassen hergestellt worden sind[2]), doch beziehen sich diese Mitteilungen wohl alle auf Strassen von nicht allzu starkem Verkehr.

Nach J. W. Howard[3]) ist dieser Strassenoberbau in den letzten Jahren in Amerika mit grossem Erfolg ausgeführt worden. Nach den gemachten Erfahrungen wird derselbe von Wasser nicht angegriffen, seine Oberfläche ist nicht schlüpfrig, er erweist sich als dauerhaft, ist teuer in der ersten Anlage, dagegen billig in der Unterhaltung. Etwa 30 bestehende Patente betreffen die neue Pflasterart oder die dazu erforderlichen Vorrichtungen. In 84 amerikanischen Städten sind zurzeit 3000000 sq. yds vorhanden, die im Jahr einen Zuwachs von etwas mehr wie 100000 sq. yds erhalten.

Vor einiger Zeit ist der sogenannte Granit-Asphalt aufgekommen, bei dem eine gleichmässige und langsame Abnützung erzielt werden soll. Bei demselben wird auf eine 10—15 cm starke Beton-Unterlage ein erster Granit-Asphalt-Guss in der Stärke von $1\frac{1}{2}$ cm aufgetragen; während sich derselbe in heissflüssigem Zustande befindet, wird Granitkleinschlag in der Grösse von 3—5 cm (je nachdem die Stärke des Ganzen werden soll) in der Weise eingekittet, dass sich die Steine beinahe berühren, jedoch jedes Stück von der Gussmasse umgeben ist. Die grösste Fläche der Steine kommt nach unten, die Spitze der Steine nach oben zu liegen. Nachdem dieser erste Granit-Asphalt-Guss vollständig erhärtet und die Steinlage festgebunden, wird eine Decklage aufgebracht, d. h. die Zwischenräume in dem Steinbett werden mit Granitguss ausgegossen und eben gestrichen, so dass die Spitzen der Steine leicht bedeckt sind. Die Gussmasse besteht aus einer besonderen, mit gemahlenem Granit gekochten Asphaltmischung (wahrscheinlich Asphalt von Lobsann).

Inwieweit die Hoffnungen der Erfinder sich erfüllen werden, muss abgewartet werden. Über eine in Frankfurt a. M. ausgeführte Versuchsstrecke sagt Dehnhardt in seinem schon früher angeführten Vortrage am 17. Oktober 1892 folgendes:

„Ein annähernd sicheres Urteil über den Erfolg dieses Versuchs ist bis jetzt nicht anzugeben, da die Zeit der Beobachtung noch zu kurz ist. Im allgemeinen muss man aber zugestehen, dass sich die so hergestellte Fahrbahnfläche bis heute[4]) durchaus gut und glatt gehalten hat und dass von den verwendeten Granitsteinen in der Fahrbahnoberfläche bisher noch nichts zu sehen ist. Hauptsächlich wird es ja bei solchem Versuche darauf ankommen,

---

[1]) Ausführliche Angaben siehe in einem Bericht aus England: Teermakadam, seine Herstellung, Vorzüge und Nachteile, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 365; sodann: Über Teermakadam-Fahrstrassen, Mitteilungen aus einer Anzahl englischer Städte, ebenda 1898, S. 265. Chaussées en Macadam goudronné, Note de M. van Gansberghe, ein Bericht über Teermakadamstrassen in Canterbury, Ann. d. travaux publics de Belgique 1899, p. 308.

[2]) Bituminous Macadam Pavement, The Engineering Record 1902, Vol. 45, p. 84. Über die Entwicklung des bituminösen Makadampflasters, nach Engineering Rekord in Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 576.

[3]) Aus einem Brief an den Verfasser.

[4]) Die Versuchsstrecke wurde im Jahre 1890 ausgeführt.

die Ausgussmasse so herzustellen, dass sie nach der Erhärtung annähernd die gleiche Festigkeit erhält, als die zur Verwendung gelangenden Granitsteine. Jedenfalls ist aber auch diese Fahrbahn bis jetzt möglichst staub- und schmutzfrei, gewährt den Pferdehufen einen sicheren Halt und verursacht fast gar kein Geräusch durch die Fuhrwerke."

Nach Mitteilung des Herrn Bauinspektor Vespermann hat sich diese Strecke nicht bewährt. Verwandte Konstruktionen, ebenfalls „granitasphalte" oder „asphalte armé" genannt, sind in Frankreich ausgeführt worden [1]).

Holzpflaster-Strassen.

1. Geschichtliches über Holzpflasterungen.

Die Verwendung des Holzes als Pflastermaterial geht jedenfalls weiter zurück, als die des Asphaltes, bestimmte Angaben lassen sich aber nur schwer machen; sicher ist, dass dasselbe eine grössere Bedeutung erst neben Asphalt erlangte.

Sehr viele Holzpflasterstrassen wurden schon vor längerer Zeit in amerikanischen Städten ausgeführt, wobei jedoch meist zu wenig Sorgfalt auf eine entsprechende Unterlage der Klötze und auf die Auswahl der letzteren selbst verwendet wurde, dazu kam das vielerorts ungünstige Klima: lange trockene Sommerperioden nach feuchtem Frühlingswetter, so dass von einem Erfolg der damaligen Anlagen nicht die Rede sein konnte, im Gegenteil kam man infolge dessen vom Holzpflaster vielfach wieder zurück. In Washington z. B. waren vor dem Jahre 1878 im ganzen 80 km Strassenlänge mit 1000000 qm Fahrbahnfläche in Holz gepflastert, bis zu dem genannten Jahre aber schon wieder zum Teil aufgenommen worden, so dass noch 55 km, bezw. 665000 qm Fläche Holzpflaster übrig geblieben waren, und auch diese befanden sich in so schlechtem Zustande, dass man von da ab noch entschiedener auf Beseitigung und Ersatz desselben, in den Vorstädten durch Steinschlag oder Kiesbefestigung, im Innern der Stadt durch Asphalt- oder Granitpflaster hinarbeitete. Am 1. Juli 1880 waren nur noch 35,5 km und 430000 qm Holzpflaster vorhanden, welche Zahlen sich in den nächsten 2 Jahren auf 17,5 km und 220000 qm verminderten [2]). Ähnlich ging es in anderen Städten, während allerdings auch zuweilen, wie z. B. in Chicago, das Holzpflaster seiner Billigkeit wegen ausgedehnte Verwendung fand.

Später wie in Amerika kam das Holzpflaster in den europäischen Ländern zu grösserer Bedeutung. In London wurde die erste Probestrecke im Jahre 1838, und zwar mit sechseckigen Stücken ausgeführt; ihr folgten 3 Jahre später einige Strecken in der City, wobei nach der Angabe Careys viereckige Klötze von 18 cm Breite, 36 cm Länge und 23 cm Höhe auf einer Schotterlage versetzt wurden. Gegen eine ausgedehnte Anwendung solchen Pflasters sprachen aber die geringe Widerstandsfähigkeit desselben und seine hohen Unterhaltungskosten. Erst nahezu 30 Jahre später, etwa zu Beginn des siebenten Jahrzehntes, kamen die Londoner Ingenieure auf das Holzpflaster zurück, nachdem die Glätte der Asphaltstrassen unangenehm empfunden worden war, und es bildeten sich von da ab eine Reihe von Gesellschaften zur Ausführung verbesserten Holzpflasters, darunter die bekannte „Improved Wood Pavement Company", die sich zwar anfangs auch noch mit einer mangelhaften Unterlage für die Klötze, nämlich mit einem Bohlenbelag begnügten, seit Mitte der siebziger Jahre aber auf die allein genügende und bei den Asphaltstrassen schon erprobte Betonunterlage

---

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 463. Le génie civil 1904, tome 45, p. 434; ausführliche Mitteilungen daraus in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1905, S. 23.

[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 142. Engineering-News, Januar 1888.

übergingen und damit einen entschiedenen Schritt zur Verbesserung des Holzpflasters vorwärts taten. In neuerer Zeit hat das Holzpflaster in London ausserordentlich zugenommen, auch innerhalb der City, namentlich aber in den äusseren Bezirken, wo das Asphaltpflaster ihm gegenüber ganz in den Hintergrund getreten ist; die Innenstadt wies im Jahre 1893 etwa 130 000, die äusseren Distrikte wiesen mehr als 2 000 000 Quadratyards Holzpflaster auf, eine Tatsache, die jedoch bei Beurteilung des Holzpflasters überhaupt nur mit Vorsicht geltend gemacht werden darf, weil gerade in diesen Distrikten zuweilen weniger sachliche Erwägungen als besondere Wünsche der Inwohner für die Wahl des Holzes als Strassenmaterial massgebend gewesen sein sollen und Schwächen des Holzpflasters jedenfalls auch dort empfunden werden.

Paris, dessen Versuche mit Holzbelägen bis auf das Jahr 1842 zurückreichen, besitzt Holzpflaster-Strassen seit Ende der siebziger Jahre, eine bedeutende Mehrung haben dieselben in den achtziger Jahren erlangt, nachdem dortselbst, wie oben bei den Asphaltstrassen geschildert worden ist, mit schlecht ausgeführten Anlagen dieser Art sehr schlimme Erfahrungen gemacht worden waren. Übrigens verdankte auch damals die Holzpflasterung ihren auffallenden Erfolg weniger der Überzeugung von ihrer Vortrefflichkeit, als vielmehr dem Umstande, dass neben dem Asphalt kein anderes lärmdämpfendes Material zur Verfügung war. Die Ausführung des Pariser Holzpflasters lag ursprünglich, wie in allen anderen Städten, in den Händen von Unternehmungen [1]), im Jahre 1886 aber beschloss die Bauverwaltung, ihr Holzpflaster von nun an auf eigene Rechnung auszuführen, um bei der Auswahl des Holzes für die Pflasterklötze und bei deren Verlegung grössere Sorgfalt aufwenden zu können und dadurch ein besseres Ergebnis als bei Vergebung an Unternehmer zu erzielen. Aber schon bei dem Versuche, das erwählte schwedische Föhrenholz in der gewünschten Güte zu beschaffen, ergaben sich die grössten Schwierigkeiten, so dass man genötigt war, um den Bedarf überhaupt decken zu können, und die Kosten nicht allzusehr zu steigern, von den ursprünglich aufgestellten sehr strengen Lieferungsbedingungen abzugehen und namentlich Splintholz an den Klötzen wieder zuzulassen.

Um nun aber doch eine möglichst gleichmässsige Beschaffenheit der Strassenoberfläche zu erzielen, verwendete man um so grössere Sorgfalt auf die Ausscheidung fehlerhafter, z. B. astiger Klötze, die nur in der Nähe der Rinnsteine zugelassen wurden, sortierte die brauchbar befundenen Klötze ihrer Beschaffenheit nach in mehrere Klassen und sorgte dafür, dass in jeder Strasse immer nur Klötze derselben Art zur Verwendung gelangten. Die Sortierung geschah hauptsächlich mit Rücksicht darauf, ob die Kopffläche nur Kernholz, oder Kern- und Splintholz, oder aber nur Splintholz enthielt [2]). Von besonderer

---

[1]) Neben der früher genannten engl. Gesellschaft waren es französische Firmen, namentlich die „Société anonyme de pavage en bois", die sich mit der Ausführung von Holzpflaster-Strassen befassten.

[2]) Der käuflich nicht zu beziehende Originalbericht über die Pariser Ausführungen hat den Titel: „Travaux de Pavage en Bois en Régie. Compte rendue des Opérations" Paris 1888 von Laurent, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Mitteilungen daraus hat Gottheiner gegeben: Die Verwendung von Holz zu Pflasterungen, Zeitschr. f. Bauwesen 1891, S. 291.

Das Ergebnis besonderer Studien an Ort und Stelle gibt Freese in einer Abhandlung „Das Holzpflaster in Paris" in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1891, Nr. 23—26, welche auch in Sonderabdruck erschienen ist.

Auch in dem Vortrage „Aus dem Ingenieurwesen der Stadt Paris" des Pflaster- und Wege-Inspektors J. F. Meyer in Kopenhagen, Deutsche Bauzeitg. 1890, S. 398 ff. und in dem Berichte des Attaches der deutschen Botschaft in Paris, Landesbauinspektor Bohnstedt vom Jahre 1896 an den Reichskanzler (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 269), sowie

Bedeutung war ausserdem die Wahl einer passenden Höhe für die Klötze und eines entsprechenden Vergusses ihrer Fugen, endlich grosse Sorgfalt bei der Unterhaltung. Bis zum Jahre 1887 waren etwa 404 000 qm Holzpflaster von Gesellschaften verlegt worden, die von da ab in eigenem Betriebe gepflasterten Strassenflächen erreichten im Jahre 1896 die runde Zahl von 467 000 qm; Ende 1900 bestanden in Paris ungefähr 1 500 000, Ende 1901 aber etwa 1 680 000 qm Holzpflasterstrassen.

Als endgültiges Ergebnis dieses damals einzigartigen Vorgehens kann heute festgehalten werden, dass es dort in der Tat gelungen ist, mit Aufwand grosser Sorgfalt und entsprechender Kosten eine Strassenoberfläche in Holz zu bilden, die bei starkem Verkehr eine ziemlich gleichmässige, früher ungekannte Abnützung aufweist.

Von den Londoner und Pariser Verhältnissen wird im folgenden wiederholt die Rede sein.

In Deutschland sind auch vielfach Versuche mit Holzpflasterungen angestellt worden und in manchen Städten bestehen solche in grösserer Ausdehnung; auf ein zufriedenstellendes Ergebnis konnte jedoch früher nur in vereinzelten Fällen hingewiesen werden.

Was insbesondere die früheren Erfahrungen in Berlin betrifft, so wurden Versuchsstrecken mit Holzpflaster zuerst im Jahre 1879 angelegt, und zwar auf der Friedrichsbrücke, in der Strasse am Opernhause und in der Oberwallstrasse vom Platze am Zeughause bis zur Werder'schen Rosenstrasse. Ende 1892 zählte man dort etwa 77 000 qm, die nach verschiedenen Verfahrungsweisen ausgeführt worden waren und wovon der kleinere Teil der Stadtgemeinde, der übrige Teil Privatunternehmern, namentlich Pferdeeisenbahn-Gesellschaften zu unterhalten oblag. Näheres über ihre Ausführung ist in den Verwaltungsberichten des Berliner Magistrats zu finden, über welche Schubarth[1]) Mitteilungen macht. Die wichtigsten derselben sollen bei der Bedeutung der Sache im folgenden angeführt werden.

In dem Berichte vom Jahre 1879 wird über die ersten Probestrecken gesagt, dass sich bei dem anhaltenden Ostwinde während des vergangenen Winters durch das Zusammentrocknen des Holzes mehrere starke Spalten gebildet hätten, die zwar inzwischen wieder geschwunden seien, jedenfalls aber erkennen liessen, dass eine Bewegung des Holzes auf der Betonunterlage und ein Öffnen einzelner Fugen stattgefunden habe. Nach dem nächsten Berichte, der diese Holzpflasterungen erwähnt, demjenigen vom Jahre 1884/85, hatte das seit 1882 von der Stadtgemeinde zur Unterhaltung übernommene Holzpflaster am Opernhause schon 1883 eine starke Abnützung gezeigt und da sich ergab, dass dasselbe fast durchweg durch Fäulnis zerstört war und eine Ausbesserung nutzlos gewesen wäre, wurde dasselbe durch Stampfasphalt ersetzt. Auch das, gleichfalls seit dem Jahre 1882 von der Stadtgemeinde in die Unterhaltung übernommene Holzpflaster in der Oberwallstrasse musste nach demselben Berichte bereits 1883 wegen starker Abnützung etwa zur Hälfte erneuert werden, und es gelangte die übrige Fläche im Jahre 1884 zur Umlegung. Das Holzpflaster auf der Friedrichsbrücke hatte länger ausgehalten, aber auch bezüglich dieses bemerkt der Bericht für 1885/86, dass umfangreichere Ausbesserungen erforderlich gewesen wären infolge des besonders starken Verkehrs auf der Brücke. Im letzten bezüglichen Berichte für 1889/90 endlich wird gesagt, dass die Zerstörung des Holzpflasters soweit vorgeschritten sei, dass durch kleinere Ausbesserungen eine ordnungsmässige Wiederherstellung des Pflasters kaum mehr herbeizuführen sei.

---

in einer Abhandlung desselben Verfassers im Zentralblatt der Bauverwaltung 1897, S. 321 finden sich einschlägige Mitteilungen.

Aus neuerer Zeit endlich stammt das Werk A. Petsche, Ing. de. p. et ch. Le Bois et ses applications au pavage, Paris 1896, sodann die Abhandlungen: A. Swetz, Bauinspektor des Wiener Stadtbauamtes, Die Strassenbefestigung, insbesondere das Holzpflaster in Paris, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 675, 693; Pinkenburg, Über Holzpflaster, Zeitschr. f. Bauwesen 1902, S. 419, auch als Sonderdruck.

[1]) Schubarth, Über Holzpflaster, insbesondere über die mit demselben in Berlin gemachten Erfahrungen, Berlin 1891.

Unterdessen war im Jahre 1881 die Friedrichstrasse von der Behrenstrasse bis zur Rampe an der Weidendammer Brücke und die Georgenstrasse von der Friedrichstrasse westlich, soweit erstere erweitert wurde, mit Holz gepflastert worden. Nach dem Berichte für 1885/86 musste das in der Friedrichstrasse zwischen Behrenstrasse und dem Bahnhofe Friedrichstrasse vorhandene Holzpflaster, dessen Unterhaltung noch dem Unternehmer oblag, des starken Verkehrs wegen wiederholt ausgebessert werden; und nach dem Berichte für 1886/87 waren in den Vorjahren in der Friedrichstrasse kleine Ausbesserungen vorgenommen worden, im letzten Jahre aber war die Abnützung, namentlich in der Hauptfahrrichtung so weit fortgeschritten, dass eine Erneuerung des Pflasters auf der Strecke von der Behrenstrasse über die Stadtbahn hinaus bis zum Grundstück Nr. 103 in grösserem Umfange — von einer 4824 qm grossen Fläche 2886 qm — habe erfolgen müssen. Über dasselbe Pflaster endlich äusserte sich Dr. Hobrecht in der Sitzung der Stadtverordnetenversammlung vom 29. Januar 1891 laut stenographischem Berichte dahin, dass das Holzpflaster in der Friedrichstrasse zwischen den Linden und der Georgenstrasse unter aller Würde sei und der Erneuerung durch Asphalt bedürfe.

Ähnlich lauten die Berichte über andere in Holz gepflasterte Strassen. Nach dem für 1886/87 zeigte sich eine Abnützung in bedeutendem Umfange an dem im Jahre 1882 auf dem Platze am Zeughause hergestellten Pflaster, seitdem ist laut Bericht für 1889/90 die Zerstörung dieses Pflasters soweit fortgeschritten, dass in allernächster Zeit eine vollständige Erneuerung desselben nicht umgangen werden kann. Die Vorlage des Magistrats vom 17. Januar 1891, betreffend die im Etatsjahre 1891/92 umzupflasternden Strassen und Plätze, schlug denn auch die Beseitigung ungefähr der Hälfte dieses Holzpflasters (2780 qm von 5479 qm) und dessen Ersatz durch Asphalt vor.

Nach dem Berichte für 1889/90 zeigte sich das im Jahre 1882 in der Werderstrasse verlegte Holzpflaster besonders schadhaft. Die dem gewöhnlichen Wagenverkehre dienenden Seitenteile der Fahrbahn, sowie das Holzpflaster im südlichen Pferdebahn-Gleise waren derartig abgenützt, dass der zur Unterhaltung verpflichtete Unternehmer zur Erneuerung der Flächen veranlasst werden musste.

Auch das 1883 in der Spandauer Strasse von Kaiser Wilhelm- bis Rathausstrasse und in der Königstrasse von der Spandauerstrasse bis Königs-Kolonnaden ausgeführte Holzpflaster musste laut Bericht für 1887/88 im Jahre 1887 fast durchgängig erneuert werden.

Im Jahre 1884 wurde in den in Verbindung mit Pferdebahnanlagen ausgeführten Asphaltdecken, wie auch in den bereits asphaltiert gewesenen und in diesem Jahre mit Pferdebahnanlagen versehenen Strassenstrecken das Stein-, bezw. Asphaltpflaster innerhalb und zwischen den Schienen beseitigt und mit „für die Pferde vorteilhafterem“ Holzpflaster versehen. Aus dem Berichte für 1886/87 ist zu ersehen, dass die in diesem Jahre ausgeführten Holzpflasterungen zum grössten Teile auf Wunsch und Kosten der Grossen Berliner Pferdeeisenbahn-Aktien-Gesellschaft hergestellt worden sind, und zwar in solchen Strassen, in denen gleichzeitig mit Einlegen von Strassenbahngleisen die zur Seite der letzteren befindlichen Flächen mit Asphalt befestigt wurden; als Material wurde imprägniertes Buchenholz verwendet. Aber schon der Bericht für 1888/89 meldet, dass bei der im Berichtsjahre auf Kosten der Pferdeeisenbahngesellschaft erfolgten Umlegung des Pflasters auf dem Kreuzdamme der Königs- und Judenstrasse das Holzpflaster innerhalb und zwischen den Pferdebahngleisen beseitigt und durch Asphalt ersetzt worden sei.

Der Bericht für 1888/89 bestätigt, dass die vorstehend erwähnte Gesellschaft die städtische Bau-Deputation ersucht habe, in Asphaltstrassen die Flächen innerhalb der Gleise mit Steinen oder Holzpflaster zu befestigen, da ihren Pferden auf Asphalt das Anziehen schwer falle; im Berichte 1889/90 aber heisst es, dass das Holzpflaster in den Pferdebahngleisen der Spandauer-, Oranienburger-, Oberwall-, Jerusalemer- und Luisenstrasse sich in sehr schadhaftem Zustande befunden und einer eingehenden Ausbesserung habe unterzogen werden müssen. Damit übereinstimmend berichtet Dr. Hobrecht in der Sitzung der Stadtverordneten-Versammlung am 29. Januar 1891: „Wenn noch vor zwei Jahren die Lützowstrasse zwischen den Gleisen mit Holzpflaster versehen wurde, so ist dies auf Wunsch der Pferdebahn, welche das Pflaster zu unterhalten hat, geschehen, um die Hufe der Pferde zu schonen. Seitdem ist auch die Pferdebahn davon abgegangen und spricht sich für Asphalt aus.“

Im Berichte für 1888/89 äussert sich die Bauverwaltung auf Grund der von ihr angestellten Beobachtungen dahin

> dass die über das Holzpflaster auch im Berichtsjahre gesammelten Erfahrungen die städtische Bauverwaltung nicht davon zu überzeugen vermocht hätten, dass sich dasselbe zur Anwendung in grösserem Massstabe bei Pflasterung der städtischen Strassen eigne.

Und in der schon erwähnten Sitzung der Stadtverordneten-Versammlung vom 29. Januar 1891 äusserte Dr. Hobrecht unter anderem:

„Das Holzpflaster hat sich nach Überzeugung der Deputation und der Techniker im allgemeinen so wenig bewährt, dass wir mehr und mehr gewillt sind, es vollständig zu beseitigen. Wenn es irgendwo zur Anwendung noch gekommen ist, so hat dies seine besonderen

Gründe. An Stellen, wo Steigungen vorhanden sind, bei Brückenrampen, wo das Asphaltpflaster zu glatt sein würde, da nehmen wir, wenn wir geräuschloses Pflaster ausführen, mit Vorliebe Holzpflaster."

Von anderen deutschen Städten ist Frankfurt a. M. vor anderen zu nennen, indem dort 1891 rund 23000 qm Holzpflaster bestanden, an denen im Laufe der Jahre mancherlei Erfahrungen gemacht werden konnten. Dehnhardt gibt darüber neben verschiedenen gelegentlichen Mitteilungen sehr ausführliche Angaben[1]), auf die hier Bezug genommen ist. Die erste Pflasterung, und zwar mit Buchenholz, kam im Jahre 1884 in der Kalbächer Gasse zur Ausführung, bewährte sich jedoch so wenig, dass sie 1890 durch Steinpflasterung ersetzt wurde. Grössere Versuche mit Holzpflaster kamen sodann im Herbst 1885 und Sommer 1886 zur Ausführung, und zwar wurden hierbei als Versuchsfelder die lebhaften Strassenstrecken: Steinweg, Kaiserstrasse, Friedenstrasse, Rossmarkt und „Vor der Hauptwache" gewählt. Das zuerst „Vor der Hauptwache" im Jahre 1885 verlegte Buchenholzpflaster hat bereits wiederholt grössere Ausbesserungen, bezw. Auswechselungen erfahren, dagegen hat sich das 1886 verlegte Buchenholz-Pflaster des Steinwegs bis jetzt im ganzen zufriedenstellend bewährt. In der Kaiser- und Friedenstrasse ist Holzpflaster von 5 verschiedenen Unternehmern zur Verwendung gekommen, dessen Güte denn auch sehr verschieden ist. Während nämlich das schlechteste dieser Pflaster schon nach zweijährigem Liegen wesentliche Ausbesserungen erforderlich machte, und von diesem nach Verlauf von $3\frac{1}{2}$ bis 4 Jahren die befahrensten Strassenstrecken, und inzwischen auch die übrigen durchweg erneuert werden mussten, haben sich andere Pflasterungen doch mindestens so bewährt, dass davon erst im vierten Jahre grössere Ausflickereien nötig wurden und die beiden besten Sorten erst im abgelaufenen Sommer, nach sechsjährigem Liegen, umfangreichere Auswechselungen erfahren haben.

Dehnhardt nimmt an, dass das beste Holzpflaster aus dem Jahre 1886 eine durchschnittliche Dauer von 8 Jahren hat, „d. h. während die am stärksten befahrenen Stellen zwischen und unmittelbar neben den Trambahngleisen etwa nach 6 Jahren zur Auswechselung gekommen sind, können die weniger befahrenen Flächen in der Nähe der Randsteine noch mindestens 4 Jahre ohne wesentliche Unterhaltung liegen"; er kommt nach Besprechung einiger anderer Versuchsstrecken zu der Erklärung, dass die in Frankfurt gemachten Erfahrungen mit Holzpflaster nicht so ungünstig ausgefallen seien, wie z. B. in Berlin, aber auch lange nicht so gut, wie für Paris und London angegeben wird. Über die in Frankfurt gemachten Einzelbeobachtungen wird noch gelegentlich die Rede sein; an dieser Stelle seien nur noch folgende Äusserungen aus dem angezogenen Vortrage erwähnt:

Ein Hauptaugenmerk sei bei dem Holzpflaster jedenfalls auf die sorgfältigste Unterhaltung zu richten, was seitens der Mehrzahl der Unternehmer noch häufig übersehen werde. Die Auswechselung einzelner schadhafter Klötze müsse sofort, nachdem die Beschädigung bemerkt worden, erfolgen und die als Ersatz zu verwendenden Klötze müssten genau die Höhe des verbleibenden Pflasters erhalten. Durchaus ungeeignet sei es, in Pflasterdecken, die schon 4—6 Jahre gelegen, einzelne neue Holzklötze einzusetzen, vielmehr müsse man in diesem Falle schon gebrauchte, aber gut erhaltene Klötze von entsprechender Höhe verwenden, die auf der gebrauchten Seite glatt abgeschnitten sind.

Über die Erfahrungen mit älteren Holzpflasterungen anderer deutscher Städte finden sich mancherlei Angaben in dem „Münchener Reisebericht", welche die Kommission an Ort und Stelle durch Augenscheinnahme und eingehende

---

[1]) Dehnhardt, Die Strassenverhältnisse zu Frankfurt a. M. Nach seinem Vortrage, gehalten am 17. Oktober 1892 im Architekten- und Ingenieurverein zu Frankfurt a. M., Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1892, Nr. 32—36.

Besprechung mit den betreffenden Bauverwaltungen sammeln konnte[1]). Dieselbe kam damals auf Grund dessen zu der Überzeugung, dass Pflaster aus weichen Holzarten, einerlei, ob imprägniert oder in natürlichem Zustande verwendet, bis jetzt noch nicht in solchem Masse entsprochen habe, dass man dasselbe empfehlen könnte. Die Kommission begutachtete die Verwendung von Holzpflaster nur für den Fall, dass bei Strassensteigungen von über 1 : 60 und nicht über 1 : 40 Geräuschlosigkeit ohne Rücksicht auf den Kostenpunkt angestrebt wird, und sie empfahl im übrigen, die weiteren Erfahrungen in jenen Städten abzuwarten, wo schon länger Versuchsstrecken mit verschiedenen Holzpflasterungen bestehen.

Seitdem die in Paris angestellten, ausgedehnten Versuche mit Holzpflaster (siehe S. 445 und die Fussnoten) in weiteren Kreisen bekannt geworden, von den die Ausführung solchen Pflasters betreibenden Firmen, in erster Linie von H. Freese in Berlin, studiert und bei ihren Arbeiten berücksichtigt wurden, vielleicht auch seitdem fremdländische, sogenannte harte Hölzer Verwendung gefunden, hat sich ein gewisser Umschwung in der Beurteilung der Holzpflasterstrassen auch in Deutschland zu vollziehen begonnen; es hat deren Zahl und Ausdehnung zugenommen[2]) und es mehren sich die Mitteilungen über bessere Erfahrungen, so aus Berlin, Mainz, Leipzig, Dresden, Nürnberg und anderen Städten. Sehr gute Erfahrungen hat man z. B. in Mainz gemacht[3]), wo unter anderen 10 cm hohe Klötze aus oberösterreichischem Kiefernholz, mit Zinkchlorid getränkt, verwendet und deren Fugen mit Teer und Pech vergossen wurden. Besondere Sorgfalt wird bei der Unterhaltung der Pflasterdecke aufgewendet, indem Ersatzklötze von $9\frac{1}{2}$, 9 und $8\frac{1}{2}$ cm Höhe in Vorrat gehalten und bei ihrer Verwendung sorgfältigst eingepasst werden, so dass ihre Kopffläche genau in die Strassenoberfläche zu liegen kommt; auch auf die wöchentlich 2mal erfolgende Waschung der Pflasterdecke wird Gewicht gelegt, wobei der Wasserstrahl nicht mit voller Kraft auftreffen darf.

In den Vertragsbedingungen über Herstellung von Holzpflaster dortselbst heisst es bezüglich der Ausbesserungsarbeiten im § 10:

„Hierbei gilt als unerlässliche Bedingung, dass bei Verwendung von neuen Klötzen stets gleichklassiges Holz eingebaut wird und dass die Höhe der zur Ausbesserung verwendeten Klötze der Höhe der die schadhaften Stellen unmittelbar umgebenden alten Klötze entspricht. Die niedrigeren Anschlussklötze müssen stets aus neuem Material geschnitten sein."

---

1) Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezial-Kommission für Pflasterung und Strassenreinigung. München 1888.

2) Die schon oben genannte Firma z. B. hat in der Zeit 1890—1901 in verschiedenen Städten ausgeführt mit

schwedischer Kiefer[1])	123995	qm
einheimischer „ [2])	758	„
Friedrichsruher Buche[3])	784	„
Jarrah[4])	115	„
Tallow-wood	6944	„
Karri	344	„
Djati	240	„
Blackbutt	20	„
schwedischer Fichte (für Werkstätten)	7758	„
zusammen	140958	qm

1) Davon 1436 qm bis Ende 1901 erneuert,
2) „ 50 „ durch schwedische Kiefer ersetzt,
3) „ 784 „ „ „ „
4) „ 25 „ „ „ „

3) Nach freundlichen Mitteilungen des Herrn Bauinspektor Willenz in Mainz.

2. Bauweise der Holzpflaster-Strassen.

Auch das Holzpflaster zeigt die für die neueren Pflasterungsarten charakteristische Anordnung: eine starke, widerstandsfähige, tragende Betonschichte und darauf eine dichte, elastische, lärmdämpfende und für sich auswechselbare Decklage. Für die Betonschichte gilt alles, was schon bei den Steinpflaster- und Asphaltstrassen über dieselbe gesagt worden ist und muss dieselbe im vorliegenden Falle sehr sorgfältig mit einer Mörtelschichte abgeglichen werden, damit die Klötze unmittelbar aufgesetzt werden können und der Zutritt von Grundwasser zur Holzdecke ausgeschlossen ist. Die Decklage aber wird aus Holzklötzen gebildet.

Auf den ersten Blick erscheint es zweifelhaft, ob Holz als Pflastermaterial überhaupt empfohlen werden könne, weil dasselbe neben der geschätzten Eigenschaft der Lärmdämpfung auch andere, in seiner Natur begründete, keineswegs erwünschte Eigenschaften besitzt, nämlich eine sehr merkliche Ungleichartigkeit der Masse, die Fähigkeit Flüssigkeiten aufzusaugen und unter Witterungseinflüssen sein Volumen zu verändern. Bezüglich der ersten Eigenschaft ist daran zu erinnern, dass bei einem Baume das Holz vom Kern nach aussen hin an Dichtigkeit abnimmt, der Stamm auch sonst noch Dichtigkeitsunterschiede zeigt und sein Alter, Standort und noch manche andere äussere Umstände die Beschaffenheit des Holzes beeinflussen. Es erscheint deshalb zum mindesten schwierig, für eine grössere Strassenfläche eine ausreichende Anzahl Holzklötze von annähernd gleicher Beschaffenheit zu erlangen, die eine genügend gleichmässige Abnützung erwarten lassen. Hierin liegt sicherlich die hauptsächliche Schwäche des Holzpflasters und der Grund des Misserfolges vieler Ausführungen, doch auch die anderen genannten Eigenschaften machen sich, wie im folgenden näher dargetan werden wird, unter Umständen unangenehm fühlbar[1]).

Immerhin aber muss zugestanden werden, dass es den Bemühungen der Pariser Ingenieure und der in ihrem Sinne wirkenden Unternehmer tatsächlich gelungen ist, die richtige Behandlung des Holzes als Strassenbaumaterial festzustellen und Pflasterungen damit auszuführen, die unter passenden Verhältnissen ihren Zweck in befriedigender Weise erfüllen.

Bezüglich der Art des zu wählenden Holzmaterials bestehen auch heute noch mancherlei Meinungsverschiedenheiten. Vielfach verwendet sind weiche, harzreiche Hölzer, wie Föhren-, Fichten- und Tannenholz, die man gerne aus nordischen Gegenden (Skandinavien) bezieht, deren Klima ein langsames Wachstum und eine grössere Dichtigkeit des Holzkörpers bedingt; in Frankreich wird neuerdings die sehr harzreiche inländische Seestrandkiefer[2]) bevorzugt, in deutschen Städten finden sich öfters auch Föhrenklötze aus dem bayerischen Oberland und dem Schwarzwald, aus Oberösterreich und Bosnien, die aber mit dem nordischen Holze nicht in Wettbewerb treten können; daneben kommen amerikanische Hölzer dieser Art, wie Yellow-pine, Pitch-pine oder Zypresse vor. Die meisten dieser Nadelhölzer besitzen eine entsprechende Elastizität, der Eiweissgehalt ihres Saftes ist verhältnismässig gering und ihr Harzgehalt verzögert

---

1) Um die Holzklötze widerstandsfähiger gegen Abnützung zu machen und ihre Formänderungen unter Witterungseinflüssen zu vermindern, hat man dieselben Ende der achtziger Jahre in Paris senkrecht zu ihrer Faserrichtung stark zusammengepresst. Nach den Äusserungen des Chefing. v. Tavernier stand der dabei zu erzielende Erfolg nicht im richtigen Verhältnisse zu den Kosten. (Deutsche Bauzeitung 1890, S. 595).

2) Interessante Mitteilungen über diesen Baum sind aus der Abhandlung: „Die Dünen in der Gascogne“ von Reg.- u. Baurat Gerhardt, Zeitschrift f. Bauwesen 1900, S. 561 zu entnehmen.

das Faulwerden, auch die Neigung zur Aufnahme von Wasser erregt bei ihnen keine allzu grossen Bedenken, dagegen vollzieht sich ihre Abnützung ziemlich rasch. Weniger ist letzteres der Fall bei den einheimischen Laubhölzern. Was diese betrifft, so hat man sich in Deutschland viel Mühe mit dem Buchenholz gegeben, ohne dass bis jetzt wirklich Erfreuliches dabei herausgekommen wäre; die Buchenklötze erleiden sehr bald eine starke Abrundung der zutage liegenden Kopffläche und ihre Neigung zu Schwindrissen und zum Faulwerden konnte noch nicht mit Erfolg bekämpft werden[1]). Neuerdings sind wieder Ver-

---

[1]) Durch Runderlass des k. preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 19. November 1885 wurde den Baubehörden aufgegeben, bei sich darbietender geeigneter Gelegenheit zur Instandsetzung von Brückenbelägen usw. Versuche mit Anwendung von Buchenholz zu machen und über das Ergebnis Bericht zu erstatten. In einem zweiten Erlasse vom 14. Mai 1887 wurde dieser Auftrag erneuert und durch die Anweisung erweitert, auch die Fussbodendielungen in Gebäuden in den Kreis der Beobachtung zu ziehen. Die infolge dessen erstatteten Berichte lauteten durchaus günstig, soweit es sich um die Herstellung von Fussböden in Gebäuden handelte, die Urteile über die Tauglichkeit des Buchenholzes zu Brückenbelägen aber blieben unbestimmt und schwankend. Um Klarheit in die von einander abweichenden Befunde zu bringen, wurden durch Runderlass vom 8. Januar 1889 weitere Erhebungen unter genauer Bezeichnung aller wichtigeren, näher bezeichneten Einzelheiten angeordnet.

Aus den in solcher Weise angestellten Ermittelungen, die sich auf eine durchschnittliche Beobachtungszeit von 5 Jahren stützen, hat sich ergeben, dass das Buchenholz für Brückenbeläge nur bedingungsweise empfohlen werden kann, in seiner Tauglichkeit für diesen Zweck im allgemeinen hinter Eichenholz zurücksteht und mit Kiefernholz nur unter besonderen Verhältnissen in Wettbewerb zu treten vermag. Überall hat sich, wo buchene Bohlen beim Brückenbau verwendet wurden, unter allen Umständen, ob die klimatischen Verhältnisse günstig waren oder nicht, ob es sich um starken oder schwachen Verkehr handelte, gezeigt, dass buchene Bohlen, abgesehen von der Neigung zu reissen und sich stark zu werfen, weniger als jedes andere Holz dem Wechsel von Nässe und Trockenheit auch bei Anwendung künstlicher Tränkungsmittel widerstanden. Bei neuem Belag ist die Abnützung anfangs erheblich geringer als bei Eichen- oder Nadelholz, dann aber tritt, namentlich da, wo der Oberbelag dicht schliessend über dem Unterbelag liegt, die Zerstörung durch Abstocken von unten her ein, oft in überraschender Schnelligkeit. Ein fernerer, in den Berichten übereinstimmend hervorgehobener Übelstand ist der, dass buchene Bohlen bei Regen und Reif so glatt werden, dass schon bei geringer Steigung der Bahn das Befahren der Brücken erschwert und gefährlich wird. (Weiteres siehe am unten angegebenen Ort.)

Mit der Verwendung des Buchenholzes zu Strassenpflasterungen hat die städtische Bauverwaltung in Berlin neuerdings Versuche angestellt. Über die Bewährung dieser Pflasterungsarten hat sich auf Ersuchen des Ministers der öffentlichen Arbeiten die städtische Bauverwaltung in zwei ausführlichen, im November 1888 und im Dezember 1890 erstatteten, auf eine Beobachtungszeit von 5 Jahren gegründeten Berichten dahin geäussert, dass es nicht gelungen ist, dem Buchenholz durch chemische Behandlung Eigenschaften zu verleihen, die es als einen zur Befestigung verkehrsreicher Strassen besonders geeigneten Pflasterungsstoff erscheinen lassen und dass bis jetzt weder in bezug auf Preis, noch auf Haltbarkeit dem aus Buchenholz hergestellten Pflaster vor einem aus gesunden Nadelholz bestehenden ein irgend ins Gewicht fallender Vorzug zuerkannt werden kann. Ähnlich unbefriedigend erwies sich der von der Ministerial-Baukommission im Jahre 1890 gemachte Versuch, eine Durchfahrt im Gerichtsgebäude am Alexanderplatz in Berlin mit Buchenholzpflaster zu befestigen. Nach kurzer Zeit schon zeigten sich in den Pflasterklötzen nahe der Ein- und Ausfahrt Risse in der Oberfläche der Klötze. Dem, durch die meist offen stehenden Tore hereinschlagenden Regenwasser und dem schnellen Austrocknen durch starken Zugwind vermochte das spröde Holz nicht zu widerstehen. Auch in Frankfurt a. M. sind, wie aus einem Berichte des Regierungspräsidenten in Wiesbaden hervorgeht, Versuche, Buchenholzklötze zur Strassenpflasterung zu benützen, sehr ungünstig ausgefallen. Hiernach dürfte auf diesem Gebiete für die Verwertung von Buchenholz in grösserem Umfange kaum Aussicht sein. In erfreulicher Übereinstimmung verzeichnen dagegen die Berichte über Herstellung von Fussboden-Dielungen aus Buchenholz recht gute Erfolge. Näheres siehe: Zentralbl. d. Bauverw. 1892, Nr. 4, S. 37. In einem kleinen Artikel „Die Verwendbarkeit des Holzes zum Pflastern“ erwähnt Pinkenburg neuerer Versuche mit Buchenholzklötzen, die ebenfalls die Untauglichkeit derselben für Pflasterungszwecke ergeben haben (Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 448).

suche mit Buchenholz in Österreich angestellt worden [1]), deren Bedeutung für den Strassenbau abgewartet werden muss. Bessere Erfahrungen sind mit Eichenholz gemacht [2]), wiewohl von manchen Seiten über die unter den Betriebseinwirkungen entstehende Glätte, zuweilen auch über den grossen Unterschied in der Dichtigkeit des Kern- und Splintholzes geklagt wird. Ähnliches gilt für Eichenholzpflasterungen in London.

Neben den vorstehend genannten Holzarten kommen seit mehreren Jahren sogenannte Harthölzer zur Anwendung, nämlich verschiedene Hölzer aus tropischen Gegenden, insbesondere Eucalyptusarten, wie Tallow Wood, Black Butt, Jarrah und Karri von Australien. In Sidney soll derartiges Holz für Strassenbauzwecke seit 1880 Verwendung gefunden haben, in England wurde es, abgesehen von kleineren Versuchsstrecken, im Jahre 1892, in deutschen Städten, zuerst in Leipzig durch die Firma Staerker & Fischer in Leipzig seit 1896 bekannt. Ausser ihnen sei noch das Holz des amerikanischen roten Gummibaumes erwähnt. Die Erfahrungen mit solchem Hartholz sind verschieden ausgefallen, doch ist nicht klar zu übersehen, inwieweit dabei die Eigenschaften der Hölzer und die Art der Herstellung von Einfluss gewesen [3]).

Zuweilen wird über grössere Wasseraufnahmefähigkeit dieser Hölzer trotz ihrer Dichtigkeit geklagt, manchmal über ihre Neigung zu reissen. Fest scheint zu stehen, dass Harthölzer, die immer mit möglichst engen Fugen verlegt werden, etwas grössere Glätte zeigen als die gewöhnlichen Weichhölzer, und auch nicht so gut wie diese den Lärm dämpfen. Die Abnützung ist bei den harten Holzarten naturgemäss geringer wie bei den weichen, doch ist der Zeitraum seit ihrer Einführung noch zu kurz, um ein Urteil über ihre wirkliche Dauerhaftigkeit zu ermöglichen. Die Anlagekosten von Holzdecken aus Hartholz stellen sich jedenfalls sehr hoch.

Dass man wünschen muss, lauter Kernholzklötze zu verwenden, ist begreiflich, dass dies aber im grossen nicht durchführbar ist, haben insbesondere die Bestrebungen der Pariser Ingenieure vor Augen gestellt, jedenfalls aber geht aus denselben mit Bestimmtheit hervor, dass keinesfalls auf einen Erfolg der Holzpflasterungen zu rechnen ist, wenn es nicht gelingt, Klötze von genügend gleichmässiger Beschaffenheit zu erlangen.

Die Tränkung der Klötze aus Weichholz mit fäulniswidrigen Stoffen ist ziemlich allgemein üblich, selbst wenn die Abnützung durch die mechanischen Angriffe verhältnismässig rasch von statten geht. Sie erfolgt mit verschiedenen Stoffen, öfters unter Verwendung von Teeröl (Kreosot genannt), mit einem Karbolsäuregehalt von etwa 15 %, das frei von Teerzusätzen sein soll, weil es

---

1) Dr. N. v. Lorenz, Die Herstellung von Stöckelpflaster aus Rotbuche, Mitteilung der k. k. forstlichen Versuchsanstalt in Mariabrunn aus dem „Zentralblatt f. d. gesamte Forstwesen", 28. Jahrgang, Heft 12 in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 163, 179 wiedergegeben.

2) Graepel, Über Holzpflasterungen in Bremen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 205, auch Mitteilungen an Ort und Stelle.

3) H. Chr. Nussbaum, Geräuschloses Strassenpflaster, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 253; über „Holzpflaster aus australischen Hölzern", aus einem Vortrag des Betriebsdirektors Homilius auf der Hauptversammlung des Sächsischen Ingenieur- und Architekten-Vereins am 6. Dez. 1896 zu Leipzig, ebenda 1897, S. 317; Über die wesentlichen Vorteile von hartem und weichem Holz als Strassen-Pflastermaterial, Vortrag des Oberinspektors G. Livingstone in London, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1898, S. 37, 53; „Über Holzpflaster in England und seinen Kolonien" aus der Zeitschrift „The Street" ebenda 1902, S. 253; „Über Pflasterung für Strassenbahnen mit besonderer Berücksichtigung der hauptsächlich in England vorkommenden Pflasterarten" aus „The Railway Engineer" ebenda 1903, S. 81, 97, 113, 129; Über Pflasterungen mit australischem Holz in England, aus einem Bericht von P. H. Palmer, Tief- und Wasserbauingenieur in Hartings, ebenda 1904, S. 364.

sonst, wenn es unter der Einwirkung der Sonne an die Oberfläche tritt, durch seinen Geruch lästig fällt, die Pflasteroberfläche schlüpfrig macht, die Reinigung erschwert und die Holzmasse dunkel färbt; sodann nach Rütgers Verfahren mit reiner oder karbolsäurehaltiger Zinkchloridlösung. Die Einführung dieser Flüssigkeiten ins Holz erfolgt entweder unter mässigem Druck, oder unter Behandlung mit Hochdruck, nachdem der Saft im luftverdünnten Raum teilweise entzogen worden; man ist jetzt darüber einig, dass durch die letztere Behandlung die Festigkeit des Holzes vermindert wird. Das Teeröl empfiehlt sich besonders, weil es nicht leicht durch Regenwasser ausgewaschen wird[1]). Die dichten australischen Hölzer werden nicht getränkt.

Form und Grösse der Klötze.

Abgesehen von zylindrischen Klötzen, wie sie in Amerika zuweilen Anwendung finden, sind ausschliesslich vollkantige parallelepipedische Klötze üblich. Bei Festsetzung ihrer Kantenlängen kommt in Erwägung, dass die erstrebte Gleichartigkeit der Kopffläche um so weniger erwartet werden kann, je grösser dieselbe angenommen wird, dass anderseits, um die Zahl der Stossfugen zu beschränken, die Länge des Klotzes nicht zu klein gewählt werden soll und dass endlich die Höhe der Klötze nicht unter ein gewisses Mass herabsinken darf, wenn eine genügende Standfestigkeit derselben erzielt und eine entsprechende Abnützungsgrösse ermöglicht werden soll; freilich ist eine Vergrösserung der Höhe im Hinblick auf Abnützung nur zu rechtfertigen, wenn wirklich auf eine genügende Gleichmässigkeit der letzteren gerechnet werden darf. Die bei den verschiedenen Ausführungen gemachten Annahmen stimmen keineswegs miteinander überein; häufig kommen Breiten von 8 cm vor, während sich die Längen zwischen 15 und 24 cm und die Höhen zwischen 8 und 15 cm bewegen. Für London und Paris können die Zahlen 3″, 9″ und 4 bis 6″ oder 7,6, 22,8 und 10,1 bis 15,2 cm als Normalmasse gelten. Besonders hervorgehoben zu werden verdient, dass man in Paris 15 cm hohe Klötze in Hauptstrassen für zweckmässig erachtet, wo man in Deutschland vielfach 8 cm für ausreichend gehalten hat und jetzt öfters 13 cm wählt. Für Buchenholzklötze hat man wegen der Neigung zum Rissigwerden derselben zuweilen kleinere Abmessungen für die Kopffläche gewählt.

Versetzen der Klötze.

Die Klötze werden, bei lotrechter Stellung der Fasern, mit ihrer Länge senkrecht oder schief zur Strassenachse, mit Fugenwechsel, ähnlich wie Pflastersteine, reihenweise zusammengeordnet. Zuweilen werden sie vor dem Versetzen ganz oder teilweise in heissen Teer oder in eine heisse erhärtende Pechmischung eingetaucht, so dass sie auf der Unterlage förmlich ankleben; in Paris ist man hiervon neuerdings abgekommen. Bei heissem Wetter legt man die Klötze vor ihrer Verwendung in Wasser, um eine allzu starke Ausdehnung der fertigen Decke infolge von Regengüssen zu verhindern[2]).

Früher brachte man zwischen Klötzen und Beton öfters eine eigene Isolierschichte aus Asphaltmasse oder Dachpappe an oder statt dessen eine dünne Sandlage, um die Stösse der Räder zu mildern und die Unebenheiten der Betonoberfläche auszugleichen; auch hielt man früher eine gegenseitige Verbindung der Klötze mittels Nägeln, Dübeln und Leisten für notwendig und nagelte sie auf der Bohlenunterlage fest, die bei den älteren Konstruktionen an Stelle der Betonschichte vielfach üblich war. Bei den neueren Ausführungen sitzen die Klötze gewöhnlich unmittelbar auf dem Beton, dessen Oberfläche durch einen Zementmörtelüberzug sorgfältig abgeglichen wird, und es ergibt sich eine Zwischenlage

---

[1]) Siehe Dr. N. v. Lorenz, Die Herstellung von Stöckelpflaster aus Rotbuche, Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 163, 179.

[2]) Über eine bemerkenswerte Aufquellung von Holzklötzen siehe Zentralbl. der Bauverwaltung 1885, S. 7.

für jeden einzelnen Klotz nur für den Fall, dass ein Eintauchen desselben in Teer u. dgl. beliebt wird. Sehr wichtig ist jedenfalls die Abgleichung der Betonschicht nach der Form der Strassenoberfläche und die Herstellung einer glatten Oberfläche derselben, auf der das eingedrungene Wasser absickern kann. An passender Stelle ist dann für Abführung dieses Wassers zu sorgen, z. B. am Fusse geneigter Strassenstrecken durch Anlage eines etwa 5 cm weiten, die ganze Höhe der Betonschichte durchsetzenden Querschlitzes, unter dem ein mit Kleingeschläg u. dgl. ausgefüllter Graben herzustellen ist. Aus demselben versickert das Wasser in den Untergrund oder kann den Strassenkanälen zugeführt werden.

Eine besondere Art der Verlegung findet bei dem sogenannten Platten-Holzpflaster[1]) statt, indem nämlich eine grössere Anzahl von Klötzen zu einer Platte dadurch vereinigt werden, dass jeder Klotz zwei wagrecht gebohrte Löcher erhält, durch welche verzinkte Drähte von 2,5 mm Stärke gezogen werden. Auf solche Weise wird eine feste Verbindung der Klötze untereinander und die Möglichkeit erzielt, dieselben gleichzeitig zu verlegen. Nach der hier angezogenen Mitteilung erhalten die Platten eine Breite von ungefähr 96 cm und eine Länge von etwa 56 cm, so dass jede solche einen Flächeninhalt von etwa 0,54 qm besitzt. Die Teilung der Platte kann durch Zerschneiden der Drähte jederzeit leicht vollzogen werden. Als ein Vorzug der Vereinigung von Klötzen in der beschriebenen Weise wird die Möglichkeit der Verlegung des Pflasters auch durch wenig geübte Arbeiter bezeichnet.

Bei den Fugen sind diejenigen zwischen zwei Klotzreihen von jenen zwischen den Klötzen derselben Reihe zu unterscheiden. Letztere werden gewöhnlich durch dichtes Aneinanderreihen der Klötze gebildet; dasselbe geschieht zuweilen auch mit den Längsfugen, falls die Klötze vorher in Teer- oder Asphaltmasse eingetaucht werden, gewöhnlich erhalten die Längsfugen eine Weite zwischen 3 und 10 mm, je nach der geplanten Ausfüllung der Fugen mit passenden Stoffen, und man erzielt eine gleichmässige Fugenweite durch Einlegen von Lattenstücken von 2—4 cm Höhe oder durch vorstehende Nagelköpfe an den Seitenflächen der Köpfe. Manchmal werden auch Lattenstücke schief eingesteckt und vor dem Ausgiessen der Fugen wieder entfernt. Als Dichtungsmittel dienen geteerte Dachpappe und in Pech getauchte Filzstreifen, künstliche Asphaltmasse oder feiner Zementmörtel (1 Teil Zement, 2—3 Teile Sand), vorausgesetzt, dass diesen die nötige Zeit von mindestens 1 Woche zur Erhärtung gelassen werden kann und zwar werden dieselben einzeln oder in Verbindung miteinander verwendet; so findet man z. B. im unteren Teil der Fugen Filzstreifen und den oberen Teil derselben mit Zementmörtel vergossen, oder unten Pechmasse und darauf wiederum Zementguss. Letzteres ist besonders in London üblich, während man in Paris Zementmörtel allein vorzieht. In neuerer Zeit kommen öfters enge Fugen vor zur Verminderung des Abnützungsmasses. Die Reihen der Hartholzklötze werden wohl immer so dicht wie möglich zusammengerückt, nachdem diese mit heissem Bitumen benetzt worden und zwar nur an jenen Flächen, die mit den bereits versetzten Klötzen in Berührung treten. Manchmal wurden auch die Fugen mit feinem Sand und dessen Hohlräume mit Asphalt ausgefüllt; die weiten Fugen der neueren Holzpflasterungen in Paris wurden mit Zementmörtel (1 : 2) gefüllt, der mittels der zur Strassenreinigung dienenden sogenannten Gummikratzen eingebracht wird.

Damit sich die Grössenänderung der Klötze nach der Breite der Strasse

[1]) Das Platten-Holzpflaster (System Lorenz) der Hamburg-Berliner Jalousie-Fabrik, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1890, S. 64; über eine Verbindung der Klötze untereinander mittels hölzerner Nägel siehe ebenda 1902, S. 254.

ohne Schaden vollziehen kann und auch eine gewisse Regulierung ermöglicht ist, wird die Holzdecke nicht bis dicht an die Randsteine der Fusswege verlegt, sondern längs diesen eine Fuge von 5 cm oder mehr belassen, die man mit toniger Erde, oder aber mit Sand ausfüllt; am Rande wird die Holzdecke zugleich durch zwei, mit der Strassenachse gleichlaufende Klotzreihen begrenzt. Diese Fuge wird nach Ausführung des Pflasters längere Zeit bis zum Eintritt eines gewissen Gleichgewichtszustandes beobachtet und in ihrer beabsichtigten Stärke, nötigenfalls durch Wegnahme einer der Klotzreihen, erhalten; auch später ist sie im Auge zu behalten, aufzulockern u. dgl. m.

Auf die fertige Holzdecke wird in manchen Städten eine, einige Millimeter starke Schichte aus Teer und Pech oder dgl., und vor deren Erkaltung eine etwa 1,5 cm dicke Schichte aus feinem Kies oder scharfkantigem Sand aufgebracht, neuerdings auch nur Steinsplitter oder dgl. ohne die bituminöse Unterlage, wobei man Staubbildung durch Annässen zu verhüten sucht. Dieser Bewurf wird in gewissen Zeiträumen teilweise erneuert. Bei Pflasterungen aus Hartholz unterbleibt die regelmässige Bestreuung in der Regel.

Nach dem Berichte von Keller[1]) hatte man in England besonderes Gewicht auf eine derartige Behandlung gelegt. Er sagt S. 114 der unten angegebenen Zeitschrift:

„Eine wichtige Rolle bei der Herstellung sowohl, als auch bei der Unterhaltung des Holzbelags spielt seine Abdeckung. Gelegentlich des Ausgiessens der Fugen wird das Hirnholz der Pflasterblöcke mit einem dünnen Überzuge von künstlichem Asphalt oder hydraulischem Mörtel versehen, der bis zu einer gewissen Tiefe in die Poren einsickert. Noch bevor dieser Überzug zu trocknen beginnt, pflegt man eine 1,5 bis 2,0 cm starke Schicht feinen Kieses auf die Oberfläche des Pflasters zu werfen. Sobald man den Fuhrwerksverkehr über die neue Pflasterung leitet, erfolgt eine Zerreibung der meisten Kieskörner, während ein Teil derselben in die Poren des Hirnholzes eingepresst wird. Nach einiger Zeit ruft die gleichzeitige Einwirkung der scharfen Pferdehufe und des Raddruckes eine wesentliche Veränderung in der Beschaffenheit der Holzoberfläche hervor. Die Fasern zersplittern und verwirren sich. Der von dem zermalmten Kies herrührende, durch Regen und Sprengwasser durchfeuchtete Schlamm saugt sich in dem Fasergewirre fest. Die Oberfläche bildet gewissermassen eine zähe Filzschichte, in welcher grössere und kleinere Steinchen fest eingelagert sind. Diese Filzschichte dehnt sich in starkbelebten Strassen nahezu gleichmässig über die ganze Oberfläche des Pflasters aus, indem die Fasern an den Kanten der Klötze seitlich gedrängt werden und eine Überbrückung der Zwischenfugen bilden. Je besser darauf geachtet wird, dieser Filzschicht stets von neuem widerstandsfähige Teile in genügendem Masse zuzuführen, je sorgfältiger also die Bestreuung mit Kies bewirkt wird, desto dauerhafter ist der Holzbelag. Ein Zuviel schadet jedoch ebensosehr als ein Zuwenig. Man darf bei der Unterhaltung des Holzpflasters keineswegs vollständige Lagen von Kies aufbringen, wie dies bei der erstmaligen Abdeckung geschieht, sondern muss den Kies mit Wurfschaufeln dünn über die Strassenoberfläche ausbreiten. Andernfalls würde der Strassenschmutz zum Nachteil des Pflasters in künstlicher Weise vermehrt. Durch häufiges Abkehren und Spülen ist dafür zu sorgen, dass die vollständig zermalmten Teile der Filzschicht stets entfernt werden und die Stärke der Schicht nicht allzu gross, höchstens 1 cm wird."

Dehnhardt[2]) äussert sich in seinem, im Oktober 1892 in Frankfurt gehaltenen Vortrage bei Erwähnung, dass sich Kiefern- (Föhren-) Holz aus dem Schwarzwalde und aus dem bayerischen Gebirge am besten hinsichtlich gleichmässiger Abnützung gehalten habe, folgendermassen:

„Es darf allerdings nicht verschwiegen werden, dass bei letztgenanntem Pflaster sich die durch den Unternehmer eingeführte Bestreuung mit Kies gegen Erwarten bewährt und zu dem erwähnten Erfolge beigetragen hat; der hierbei zur Verwendung gelangte scharfkörnige, erbsen- und bohnengrosse Rheinkies wird in ganzen, oder auch von Pferdehufen zerteilten scharfen Stückchen durch die Wagenräder in das Hirnholz eingetrieben, bildet hier eine steinige Kruste, verhindert das Ausgleiten der Pferde, sowie eine aussergewöhnlich starke

---

[1]) Keller, Das englische Holzpflaster, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1883, S. 106, 113.

[2]) Dehnhardt, Die Strassenverhältnisse zu Frankfurt a. M., Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, Nr. 32—36, S. 503.

[illegible] und trägt ausserdem, durch das Ausfüllen der Pflasterfugen mit Kiessplittern, zum guten Aussehen und zum längeren Verhalten des Pflasters nicht unwesentlich bei. Allerdings erzeugt der klein zermahlene Kies bei trockenem Wetter leicht Staub und bei nassem Wetter Schmutz, der Übelstand, welcher in gewissen Grenzen die Vorzüge des Holzpflasters gegenüber der Chaussierung oder Steinpflasterung herabmindert, der jedoch nur höchstens alle sechs Wochen bedingt ist.[1]

Auch bei dem neuen Pariser Pflaster wird die fertiggestellte Holzdecke mit einer Schichte gesiebten Flusskieses bedeckt, welche sich allmählich in das Hirnholz eindrückt. Neuerdings wird auch Steinschlag (Porphyr) aus den Steinbrüchen von Voutré zu demselben Zwecke verwendet. Etwa 3—4 Tage nach Ausfüllung der Fugen und Herstellung der Kiesdecke wird die Strasse dem Verkehr übergeben. Von diesem Zeitpunkte an beginnt die regelmässige Unterhaltung des Pflasters[1]. Bei einer Decke aus hartem australischen Holze bilden nach einiger Zeit die unter den Verkehrseinwirkungen gestauchten Fasern eine sehr dichte, widerstandsfähige Oberfläche, die nur bei Glatteis mit Kies bestreut wird.

Um ein übersichtliches Bild über den gegenwärtigen Zustand der Befestigungsweisen städtischer Strassen zu gewinnen, hat Pinkenburg[2]) mit Prof. Dr. H. Albrecht, dem Herausgeber des „Technischen Gemeindeblattes", einen Fragebogen vereinbart, der an 105 Tiefbauverwaltungen der Städte Deutschlands von 30000 Einwohnern und mehr übersandt wurde mit der Bitte denselben auszufüllen. Die von 97 Verwaltungen eingegangenen Beantwortungen bieten in der Tat viel Interesse und Belehrung. Eine kleinere Zusammenstellung über die Konstruktion von Asphalt- und Holzpflasterstrassen findet sich in der Abhandlung: W., Neuere Erfahrungen über Fahrbahnbefestigungen, Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1904. S. 6.

Vergleich zwischen Asphalt und Holz.

Eine Vergleichung mehrerer Strassenbaumaterialien nach ihrem Werte ist insoferne schwierig, als dieselbe nach sehr verschiedenen Gesichtspunkten vorgenommen werden muss, wobei sich im allgemeinen sowohl Vorzüge, wie Nachteile ergeben, die bald mehr, bald weniger ins Gewicht fallen und in jedem besonderen Falle sorgfältig gegeneinander abgewogen werden müssen. Ebenso liegt die Sache bei Asphalt und Holz, nur dass die Meinungen über die Bedeutung einzelner Eigenschaften gerade dieser Baustoffe noch nicht genügend geklärt, vielmehr oft einander geradezu entgegengesetzt sind. Es kann sich deshalb auch im folgenden meist nur um die Zusammenstellung verschiedener Erfahrungen handeln.

Öffentliche Gesundheit.

In belebten städtischen Strassen leiden die Anwohner unter dem betäubenden Lärm der Fahrzeuge, der unmittelbar schädigend auf die Nerven wirkt, aber auch mittelbar die Gesundheit ungünstig beeinflusst, insoferne er Veranlassung gibt, die Fenster geschlossen zu halten und die Lüftung der Zimmer zu vernachlässigen[3]).

[1] Freese, Das Holzpflaster in Paris, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1891, Nr. 23—26, S. [illegible]. A. Petsche, J. d. p. et ch., Le bois et ses applications au pavage Paris [illegible]. Pinkenburg, Über Holzpflaster, Zeitschr. f. Bauwesen 1902, S. 419.

[2]) G. Pinkenburg, Stadtbauinspektor in Berlin, Die Pflasterverhältnisse der städtischen Strassen im Deutschen Reiche, Technisches Gemeindeblatt, Jahrgang III, April 1900 bis März 1901, Nr. 7, S. 93—118.

[3]) In der medizinischen Zeitschrift „The Lancet", [illegible], Nr. XIV findet sich folgende hierher gehörige Äusserung:

„Denn darüber kann kein Zweifel sein, dass der in unseren Grossstädten herrschende Lärm die Lebenskraft unseres Körpers untergräbt und das Leben abkürzt; jede Reizung der Gehörnerven reizt die Tätigkeit des Herzens, und eine übermässige Wiederholung oder ungebührliche Stärke dieser Herztätigkeit stellt steigende Ansprüche an die Lebensfähigkeit unseres Körpers. Unsere Fürsprache für ein geräuschloses Pflaster geht nicht etwa aus einem Ver-

Ausser dem Lärm macht sich aber auch je nach der Befestigungsweise der Fahrbahnen eine grössere oder geringere Verunreinigung der Luft durch Staub und allerlei aus demselben oder sonstwie entstehende Zersetzungsprodukte unangenehm fühlbar. Der Strassenstaub, der sich besonders aus zerriebenen Strassenbaumaterialien, aus kleinen, von den Fahrzeugen und ihrer Ladung abgelösten Teilchen und aus den Abfällen der Tiere zusammensetzt, wirkt an sich schon mindestens belästigend, aber auch die Gesundheit der Menschen gefährdend; noch mehr ist dies der Fall, wenn sich die Staubteile in Höhlungen des Pflasters festsetzen, dort durchnässt werden, chemischen Entmischungsvorgängen anheim fallen und die Produkte derselben in die Luft entsenden; am schlimmsten in dieser Beziehung wirken die flüssigen Ausscheidungen der Tiere, wenn sie, im Fahrbahnkörper irgendwie festgehalten, zum Faulen gelangen.

Ein Strassenbaumaterial wird also im Hinblick auf die öffentliche Gesundheit als um so besser bezeichnet werden können,

je mehr es zur Lärmdämpfung beiträgt,
je weniger Staubentwicklung es veranlasst und
je weniger es Gelegenheit zur Ansammlung fäulnisfähiger Flüssigkeiten gibt[1]).

In erster Beziehung steht Asphalt nicht auf gleicher Höhe mit dem Holze; zwar gleiten die Räder nahezu geräuschlos über die Asphaltdecke, während ihr Rollen auf Holzpflaster etwas deutlicher bemerkbar ist, das Pferdegetrappel aber wird auf diesem weit mehr als auf jener gedämpft. Im übrigen verdient der Asphaltbelag im allgemeinen den Vorzug vor dem Holzpflaster, da er sich verhältnismässig langsam abnützt und keine Fugen besitzt, in denen sich schädliche Flüssigkeiten ansammeln könnten, während das Holzpflaster bei seiner Abnützbarkeit mehr Staub, bezw. Kot entwickelt und durch Fugen geteilt ist, die sich bei der Eigenschaft des Holzes, zu quellen und zu schwinden, öffnen und dann Ablagerungsräume für fäulnisfähige Stoffe abgeben können, ganz abgesehen von der Aufsaugefähigkeit der Holzmasse selbst. Auch durch das Bestreuen mit steinigem Material, das bei Asphalt nur zur Milderung der Glätte, bei weichem Holz aber nicht nur deshalb, sondern auch zur Erhaltung der Decke für notwendig erachtet ist, wird, wie man wenigstens zunächst annehmen muss, mehr Staub beim Holze, als beim Asphalt entstehen. Allerdings ist nicht zu

langen nach einem wünschenswerten Luxus, sondern vielmehr aus der, auf physiologischen Daten begründeten Überzeugung hervor, dass Ruhe für den Körper ebenso notwendig ist, wie Schlaf oder Bewegung. Selbst aber, wenn man versuchen wollte, sich gegen den Strassenlärm durch Schliessen der Fenster zu schützen, so ist doch die grosse Erschütterung der Häuser bei Granit oder ähnlichem Pflaster nicht zu beseitigen, die den Aufenthalt in Häusern an verkehrsreichen Strassen geradezu unerträglich macht." (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1892, Nr. 28, S. 423.)

In seiner Rektoratsrede vom 24. November 1890 sagt Geheimrat v. Ziemssen in München über die Schädlichkeit des Strassenlärms folgendes:

„Ganz besonders angreifend für das arbeitende Nervensystem ist Unruhe und Geräusch in der Umgebung, insbesondere das Wagengerassel auf den Strassen. Die wechselnde Erschütterung, welche die Gehörnerven immer von neuem trifft, wirkt auf das Gehirn für die Dauer geradezu erschöpfend. Es ist deshalb, wenigstens für die Grossstädte, die Beschaffung eines geräuschlosen Pflasters nicht mehr allein Sache finanzieller Erwägung, sondern eine eminent praktische Forderung der öffentlichen Gesundheitspflege, eine nervenhygienische Notwendigkeit. Wer die Ruhe und Stille, in der sich der Verkehr in den asphaltierten Strassen der Reichshauptstadt abwickelt, in rascher Aufeinanderfolge vergleicht mit dem markerschütternden Gerassel in den Strassen Hamburgs und Kiels, der wird wohl nicht mehr zweifeln, für welches Pflaster sich die Gemeindevertretungen zu entscheiden haben. Die Grossstädte von heute gleichen nervösen Individuen, deren Nervencentra geschont werden müssen, wenn sie den wachsenden Anforderungen gegenüber leistungsfähig bleiben sollen."

[1]) Eigentlich käme noch in Betracht, inwieweit durch die Pflasterung Erschütterungen von der Strasse auf die Häuser übertragen werden; in dieser Hinsicht besteht jedoch kein wesentlicher Unterschied zwischen Asphalt und Holz.

übersehen, dass die in regelmässigen Zeitabschnitten auf die Holzdecke gestreuten Steinsplitter u. dgl. durch die Räder zermalmt und in die Klötze eingedrückt, die auf der Decke verbleibenden Teile aber durch die jetzt übliche Waschung der Holzklotzdecken wieder entfernt werden. Anderseits aber bleibt doch die Tatsache bestehen, dass die Abnützung, wenigstens der weichen Holzdecken, grösser ist als die der Asphaltdecken und dass dementsprechend die Abraummasse bei jenen überwiegt. Die in manchen Städten zeitweilig über den Asphaltstrassen vorhandene Staubatmosphäre erklärt sich entweder aus der Verwendung weichen Streumaterials, das durch Waschung nicht wieder entfernt wurde, oder aus dem Vorhandensein beschotterter Fahrbahnen in der Umgebung der Asphaltstrassen, von denen her der Staub über die glatten Asphaltflächen geweht wird.

Die bedenkliche Eigenschaft eines Holzpflasters, fäulnisfähige Flüssigkeiten aufzunehmen, tritt bei weniger sorgfältiger Ausführung und Unterhaltung sehr merklich hervor und war sicherlich der Grund des Misserfolges vieler Pflasterungen aus früherer Zeit, namentlich in Amerika, wie Gutachten von Technikern und Ärzten erkennen lassen [1]). Demgegenüber darf gewiss nicht übersehen werden, dass in neuerer Zeit entschiedene Fortschritte in der Herstellung und Behandlung von Holzpflasterungen gemacht und in erster Linie zu Paris und London nicht zu leugnende Erfolge erzielt worden sind [2]), aber man sollte sich hüten, hieraus

---

[1]) So bringt z. B. Dr. Reymond, Inspektor der öffentlichen Gesundheitspflege in New-York in einem Berichte vom Jahre 1878 eine heftige Epidemie des gelben Fiebers in New-Orleans mit aus dem Holzpflaster aufsteigenden Miasmen in Verbindung.

Ausserdem sei erinnert an Äusserungen amerikanischer Ingenieure über das Holzpflaster in Chicago gelegentlich einer Versammlung von Fachleuten um die Mitte der achtziger Jahre. Einer der Anwesenden sprach sich sehr kräftig über die dortigen Verhältnisse aus und fasste seine Anschauungen zuletzt in folgende Sätze zusammen: Nach den mehrjährigen Erfahrungen müsste jede Art von Holzpflaster aus den angegebenen Gründen verdammt werden: Es hat kurze Dauer, ist stets reparaturbedürftig, teuer und äusserst gesundheitsgefährlich.

Andere Redner traten zwar diesen, vielleicht zu weitgehenden Bemerkungen entgegen, gaben aber zu, dass schädliche Wirkungen des Pflasters in späteren Jahren sich geltend machen. (Über Strassenpflasterung, Beratung der Frage: Welches ist die beste Pflasterung für eine Stadtstrasse mit beschränktem Verkehr? in einer Sitzung der „Westlichen Gruppe des amerik. Ingenieur-Vereins“. Aus „Scient. Amer.“ in Zeitschrft. f. Transportw. u. Strassenbau 1887, Nr. 16—20.)

Im Münchener Reisebericht (Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezialkommission f. d. Frage der Pflasterung u. d. Strassenreinigung, München 1888, S. 10) finden sich unter anderem folgende Bemerkungen über das Holzpflaster in Hamburg:

„Bei den nicht imprägnierten Holzgattungen wurde, wie in einem Berichte des Herrn Bauinspektor Roeper in Hamburg mitgeteilt wird, die bedenkliche Eigenschaft des „Spritzens“ in hohem Masse beobachtet. Selbst bestes Holzpflaster, wenn es einige Jahre gelegen, nimmt in der Oberfläche eine schwammartige Textur an, die Faserung saugt das Schmutzwasser begierig auf und sobald eine Last, ein Wagenrad dieselbe zusammenpresst, wird das Schmutzwasser mit Gewalt nach allen Seiten auseinander geschleudert. So wurden von dem Vorgenannten in der Steinstrasse Spritzflecken an den Fenstern der ersten Etage gefunden. Dieses Spritzwasser hat eine fettige Beschaffenheit und hinterlässt an Kleidungsstücken nicht leicht zu beseitigende Schmutzflecken. An dem imprägnierten Buchenholzpflaster konnte nach 2 bis 3jährigem Bestande ein solches Spritzen nicht beobachtet werden“.

[2]) Es ist hier an die früheren Auseinandersetzungen zu erinnern; ausserdem mag eine Abhandlung des Mr. Stayton, Stadtbaumeister des Londoner Kirchspiels Chelsea, gelesen in einer Versammlung der Zivilingenieure zu London („Wood Pavement in the Metropolis“, Minutes of Proceedings of the Instit. of Civil-Engineers, Vol. LXXVIII, 1884, S. 240—312) angezogen werden, in welcher er die Fortschritte hervorhebt und betont, dass nach seiner Überzeugung das Holzpflaster trotz der früheren Misserfolge an Ausdehnung gewinnen werde. Von grossem Interesse sind Stayton's Ausführungen im einzelnen und die Äusserungen der übrigen Fachmänner in der an die Lesung sich anschliessenden Besprechung. Über andere Äusserungen Stayton's bezüglich des Holzpflasters siehe bei „Unterhaltung der Holzpflasterstrassen“. Bakteriologische Untersuchungen mit Bohrmehl von Pflasterklötzen sollen nach einem Berichte des technischen Attachés Bohnstedt nicht ungünstig ausgefallen sein (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1897, S. 271).

zu weit gehende Schlüsse zu ziehen. Wie man früher öfters angesichts der Misserfolge älterer Ausführungen oder der schlechten Erfahrungen an einzelnen Orten zu einer unbedingten Verurteilung des Holzpflasters gelangte, so ist man jetzt zuweilen geneigt, die verwickelte Frage der Pflasterung mit lärmdämpfenden Materialien als ganz allgemein zugunsten des Holzpflasters entschieden anzusehen. Es muss immer wieder betont werden, dass keine Pflasterart den unbedingten Vorzug vor der anderen hat und dass für die Wahl der einen oder anderen lediglich die jeweiligen äusseren Umstände entscheidend sein werden, auch ist es ratsam, daran festzuhalten, dass ein Rückschluss z. B. von Paris und London auf andere Städte, insbesondere in Deutschland, nur mit grosser Vorsicht gemacht werden darf, ehe nicht unmittelbare Erfahrungen an Ort und Stelle vorliegen.

In Hinsicht auf Gesundheit kann endlich auch nicht verschwiegen werden, dass wiederholt schon englische Ärzte einen Zusammenhang zwischen Erkrankungen der Respirationsorgane und dem Holzpflaster-Staub der Londoner Strassen als wahrscheinlich angenommen haben, eine Anschauung, die zwar von anderen Ärzten und Hygienikern entschieden bekämpft wird, die aber, wenn sie auch nicht bewiesen werden kann, eine gewisse Stütze in den Erfahrungen mancher Gewerbebetriebe finden möchte.

Schonung der Zugtiere und Fahrzeuge, Verminderung der Zugkraft.

In nahem Zusammenhange mit der Lärmdämpfung steht die Verminderung der Stösse und Erschütterungen, denen sonst die Fahrzeuge auf Steinpflaster ausgesetzt sind, wodurch dieselben merklich geschont und die zu ihrer Fortbewegung erforderlichen Zugkräfte verkleinert werden. In dieser Beziehung gewähren beide in Rede stehenden Strassenbaumaterialien entschiedene Vorteile. Schon im Jahre 1850 hat der französische Ingenieur Darcy[1]) in einem Berichte an das Ministerium der öffentlichen Arbeiten eine Berechnung angestellt, wonach der Ersatz allen Steinpflasters in Paris durch Asphaltbelag oder Chaussierung für die Fuhrwerksbesitzer eine jährliche Ersparnis von mehreren Millionen Franken bedeuten würde. Zu ähnlichen Ergebnissen kamen Malo[2]) und namentlich auch deutsche Ingenieure, wie Weise[3]) und Gottheiner[4]) bei Untersuchungen über Berliner Verkehrsverhältnisse, die später manche Bestätigung in den amtlichen Berichten über die mit dem neuen Material gemachten Erfahrungen und durch die Bittgesuche von Fuhrwerksbesitzern um Einführung geräuschlosen Pflasters gefunden haben.

Nicht so einfach wie bei den Fahrzeugen liegen die Verhältnisse für die Zugtiere. Während nämlich die Glätte der Fahrbahn einerseits günstig wirkt, insoferne dadurch die Bewegungswiderstände[5]), und infolgedessen die zu leistenden Zugkräfte abgemindert werden, bedingt sie anderseits, wenn sie ein gewisses

---

[1]) Rapport à M. le ministre des travaux publics, sur le pavage et le macadamisage des chaussées de Londres et de Paris, par M. Darcy, Insp. div. d. p. et ch., Ann. d. p. et ch., Mém. 1850, 2. Sem. p. 1—264. Am Schlusse.

[2]) Léon Malo, Guide pratique pour la fabrication et l'application de l'asphalte et des bitumes, Paris 1865.

[3]) Weise, Über die Befestigung der Fahrbahnen in grossen Städten, Vortrag im Arch.-Verein zu Berlin am 16. Januar 1875, Deutsche Bauzeitung 1875, S. 37.

[4]) Dietrich, Die Asphaltstrassen, S. 188, 200.

[5]) Dietrich hat mit einem Frachtwagen, der a. a. O. S. 189 beschrieben ist, Versuche angestellt und den Koeffizienten des gesamten Widerstandes gefunden

bei altem polygonalen Kopfsteinpflaster	1/33
neuer Basaltchaussee mit starker Schmutzdecke	1/35
derselben Chaussee bei Frost (bester Chaussee im Sommer gleichkommend)	1/30
neuem Granitwürfelpflaster auf Steinschlagbettung	1/55
neuem Holzpflaster aus Kiefernklötzen auf Betonbettung	1/55
demselben bei Frostwetter	1/95

lass rschreitet, eine unnatürliche und deshalb anstrengende Gangart, sowie ein häufiges Stürzen der Tiere, das um so leichter eintritt, je kürzer die glatten Strecken sind, je öfter dieselben mit anders belegten Strecken abwechseln und je grösser die Geschwindigkeit der Bewegung ist. Auch klimatische Verhältnisse spielen hierbei eine Rolle, wenn sie z. B. Hufeisen mit starken Griffen und Stollen verlangen, durch die das Laufen auf fugenloser Bahn erschwert wird oder sofern die Glätte der Bahn unter gewissen Witterungsverhältnissen besonders stark hervortritt.

Fasst man alle einschlägigen Erfahrungen zusammen, so gelangt man zu der Überzeugung, dass der Hauptnachteil der Asphaltstrassen allerdings in ihrer Glätte zu suchen ist, die in besonderem Masse bei Frostwetter und ausserdem dann fühlbar wird, wenn vorhandene Staubteile durch einen leichten Regen oder durch Nebel in eine dünne Schlammschichte verwandelt werden. Man hat jedoch gefunden, dass sich dieser Misstand durch zeitweiliges Bestreuen mit Sand oder Kies, sowie durch grosse Reinlichkeit wesentlich verbessern lässt. Mit Vorsicht sind Mitteilungen über beobachtete Pferdestürze auf verschieden befestigten Strassen aufzunehmen, so lieferten z. B. die Aufzeichnungen der Berliner Feuerwehr ganz abweichende Ergebnisse, je nach der Erstreckung der asphaltierten zwischen anders befestigten Strassen.

Der Verwaltungsbericht des Magistrats zu Berlin über das städtische Strassenreinigungswesen für die Zeit vom 1. April 1890 bis 31. März 1891 bemerkt:

Das Asphaltpflaster reinigt sich zwar leichter als jedes andere Pflaster, erfordert indessen eine besondere, sorgfältigere Behandlung deshalb, weil es glatter ist und zur Verhütung von Verkehrsstörungen und Unfällen unausgesetzt gesäubert werden muss. Der Pferdemist ist es besonders, welcher die den Pferden gefährliche Glätte erzeugt; daher hängt von der Sorgfalt der Reinigungsarbeiten gegenüber diesem Stoffe die Sicherheit des Verkehrs in hohem Masse ab, welche übrigens, wie unsere langjährigen Beobachtungen ergeben, von Jahr zu Jahr zunimmt, so dass z. B. während unseres Berichtjahres nur ganz vereinzelte Klagen über das Asphaltpflaster laut geworden sind. Während die anderen Strassen sämtlich regelmässig zweimal täglich (während der den Zeitraum vom 1. April bis 31. Oktober jeden Jahres umfassenden Besprengungsperiode) besonders wichtige Plätze und Strassen auch 3—4 mal täglich besprengt werden, werden die Asphaltstrassen einmal täglich abgewaschen. Das Verfahren besteht darin, dass das Asphaltpflaster erst sehr stark mittels der Sprengwagen mit Wasser begossen wird, wodurch der fest anhaftende Schmutz aufgeweicht wird; alsdann erfolgt seine vollständige Beseitigung mittels der Gummikratzen. Derartig bearbeitetes Asphaltpflaster ist vollkommen rein, so dass eine zweite Waschung an dem nämlichen Tage nicht mehr erforderlich wird. Ein blosses Besprengen der Asphaltstrassen ohne weitere Bearbeitung ist nicht angängig, weil der Pferdedünger nur aufgeweicht und die Strasse dadurch schlüpfrig würde. Die Fahrsicherheit der Asphaltstrassen ist bei trockener Beschaffenheit derselben immer am grössten."

Im übrigen erfolgt die Reinigung der Asphaltstrassen in Berlin, wie in anderen grossen Städten, durch ständige Arbeiter, die die Abfälle der Tiere zusammenkehren und in besondere Behälter an den Bürgersteigen sammeln.

Stampfbeton aus dem Val de Travers auf Betonbettung

a) alte, etwas wellige Bahn	$^1/_{80}$
b) neue ebene Bahn	$^1/_{98}$

Baker, C. E., gibt in seinem Buche: A Treatise on roads and pavements, New York 1904, S. 31 folgende Tabelle:

Asphalt-artificial sheet	$^1/_{67}$—$^1/_{30}$
Brick	$^1/_{133}$—$^1/_{50}$
Cobble stones	$^1/_{40}$—$^1/_{20}$
Earth roads-ordinary condition	$^1/_{40}$—$^1/_{10}$
Gravel roads	$^1/_{40}$—$^1/_{20}$
Macadam	$^1/_{100}$—$^1/_{20}$
Plank road	$^1/_{67}$—$^1/_{40}$
Sand-ordinary condition	$^1/_{20}$—$^1/_{10}$
Stone block	$^1/_{67}$—$^1/_{25}$
Steel wheelway	$^1/_{133}$—$^1/_{50}$
Wood block-rectangular	$^1/_{67}$—$^1/_{40}$
Wood block-cylindrical	$^1/_{50}$—$^1/_{25}$

In dem vorstehenden Berichte ist ebenfalls die Erfahrungstatsache angedeutet, dass die Zahl der vorkommenden Pferdestürze in dem Masse abnimmt, als die im Zusammenhange stehenden asphaltierten Flächen an Ausdehnung gewinnen und je seltener Übergänge zwischen verschiedenen Belagsarten stattfinden, indem die Tiere sich offenbar an das Gehen auf glatterer Bahn gewöhnen und nicht so oft durch plötzliche Änderungen im Geräusch der Räder und Hufe, sowie durch das Schlaffwerden der Zugstränge infolge von Geschwindigkeitsänderungen erschreckt werden.

Im Statistischen Jahrbuch der Stadt Berlin 1879, S. 80 finden sich Mitteilungen über Pferdestürze in Berlin.

In Nr. 5 der Technischen Studienhefte, herausgegeben von Baurat, Prof. C. Schmid, Stuttgart 1905, S. 40 sind folgende Beobachtungsergebnisse des Leipziger Tiefbauamtes angegeben:

Beobachtungen über die Verkehrssicherheit verschiedener Pflasterarten in bezug auf das Stürzen der Pferde in Leipzig.

Strasse	Beobachtungsstrecke	Pflasterart	Steigung der Strasse	Beobachtungszeit	Durchschnittl. Zahl der Pferde an 1 Tag	Gesamtzahl der Pferde in der Beobachtungszeit	Zahl d. beobacht. Pferdestürze	Auf je 100 Pferde sind zu rechnen als gestürzt
Göthestr.	Von der Parkstr. bis zur Mitte der Georgenhalle	Australisches Hartholz	1 : 47	30 Tage, vom 1./9. bis 30./9. 1899 von 6 Uhr morg. bis 8 Uhr abends.	1618	48538	3	0,06
Georgiring	Von der Gellertstrasse bis zur Poststrasse	desgl.	1 : 52	31 Tage, v. 1./10. bis 31./10. 1899 von 6 bis 8 Uhr	1874	58097	4	0,07
Nürnbergerstr.	Von der Bruderstrasse bis zum BayerischenPlatz	Bossiertes Pflaster	1 : 36	28 Tage in d. Zeit v. 5./12. 1899 bis 28./2. 1900 von 6 bis 8 Uhr	1671	46799	0	0,00
Universitätsstr.	Von der Grimmaschen Strasse bis zum Kupfergässchen	Schlackenpflaster	1 : 38	28 Tage in der Zeit v. 1./3. bis 12./4. 1900 von 6 bis 8 Uhr	630	17630	2	0,01
Georgiring	Von d. Schützenstrasse bis zur Wintergartenstr.	Asphaltpflaster	1 : 107	28 Tage in d. Zeit v. 13./4. bis 10./5. 1899 von 6 bis 8 Uhr	2143	59992	4	0,07

Weitere Angaben siehe in dem erwähnten Heft.

Nach Beobachtungen Rawlison's, des technischen Beirates des englischen Reichsgesundheitsamtes laufen Pferde bis sie 1 mal fallen

auf Granitpflaster 212 km,
„ Asphaltpflaster 307 „
„ Holzpflaster 718 „ (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 53).

Übrigens zeigen auch Holzpflasterdecken bei Frostwetter eine bedenkliche Glätte.

Zwischen den Schienen der Trambahngleise machte sich, als die Trambahnen mit Pferden betrieben wurden, die Glätte der Decklage besonders fühlbar.

Es mögen hierauf bezügliche Äusserungen von Fachleuten, die durch einen für die 6. Generalversammlung des Internationalen permanenten Strassenbahnvereins bestimmten Fragebogen veranlasst worden waren, auch heute noch Interesse haben[1]).

Die Kölnische Strassenbahn-Gesellschaft erachtet Asphalt- und Holzpflaster für Pferdebahnzwecke als die unvorteilhaftesten der zurzeit üblichen Pflasterungsarten, weil dieselben zu teuer in der Anlage und Unterhaltung seien und bei starkem Zug und auf Rampen den Pferden zu wenig Halt bieten. Herr Fischer-Dick, Oberingenieur der Grossen Berliner Pferdebahn, erklärt sehr bestimmt, dass Asphalt als Pflastermaterial für Pferdebahngleise nicht empfohlen werden könne und es Pflicht der Verwaltungen sei, sich gegen die Asphaltierung der Laufflächen in den Gleisen zu wehren. Die Glätte dieses Pflasters mache sich bei leichtem Regen unangenehm fühlbar, bei trockenem Wetter sei schon Pferdemist genügend, um eine gefährliche Schlüpfrigkeit zu erzeugen, bei Schnee und Frost aber werde die Glätte zur Kalamität; es stocke der Betrieb, die stets gleitenden, leicht stürzenden Pferde könnten die Wagen nur mit Mühe im Schritt bewegen. Die Pferde würden bei einer Reihe solcher Frost- und Schneetage auf lange Zeit hinaus verdorben, und erholten sich nur bei sorgsamer Schonung und Pflege nach Monaten von den Anstrengungen, wenn sie nicht infolge derselben, als für den Pferdebahndienst unbrauchbar geworden, ausgeschieden werden müssten. Gleich unvorteilhaft, wie für den Betrieb sei Asphalt für den Gleisbau und die Instandhaltung der Gleise. Der unmittelbare Anschluss desselben an die Schienenstränge habe sich so wenig dauerhaft gezeigt, dass diese seitlich mit Steinschwellen eingefasst werden mussten; erst in neuester Zeit bei Verwendung sehr fester Schienen, insbesondere der Haarmann'schen Schwellenschiene und der Phönixschiene habe man versucht, ohne die teuren Einfassungen auszukommen. Bei Verwendung von Steinschwellen werde zuerst der Asphalt abgenützt, hauptsächlich seitlich der Schwellen, da die Fuhrwerke diese mit Vorliebe befahren, sodann würden die Steinschwellen abgerundet und erforderten bald Nacharbeiten, obgleich nun die Beschädigung der Steinschwellen durch Mängel des Asphaltpflasters verursacht seien, so weigerten sich die betreffenden Unternehmer, den Schaden auszubessern und es ergäben sich schwer zu erledigende Streitfragen. Die Unterhaltung der Steinschwellen erfordere jedenfalls hohe Kosten.

In ähnlicher Weise äusserte sich die Wiener Tramway-Gesellschaft.

Bezüglich des Holzpflasters sind ebenfalls mehrere Urteile eingelaufen. Die Associacione Tramviaria Italiana glaubt annehmen zu können, dass sich bei Verwendung von Holzpflaster die Hufbeschlagkosten wesentlich vermindern, auch sei die Elastizität des Holzbelags vorteilhaft für die Pferde, dagegen sei zu bemerken, dass die Pferde auf dem Holze leichter ausgleiten als auf Steinpflaster, doch seien die Stürze, wenn auch häufiger, doch nicht so gefährlich als auf dem harten Stein.

Die Kölnische Strassenbahn-Gesellschaft hat auf einer, nur im Schritt befahrenen Strecke gute Erfahrungen mit Holzpflasterung gemacht, auf einer anderen, weniger günstigen Strecke hat sich jedoch ergeben, dass bei feuchtem Wetter die Pferde wegen Ausgleitens nur mühsam fortkommen, allerdings sind letztere Erfahrungen noch zu jung, um ein abschliessendes Urteil zu ermöglichen.

Der Oberingenieur der Compagnie générale des Omnibus in Paris, Delonchant, ist ganz gegen Asphalt; bezüglich des Holzpflasters spricht er unter anderem folgendes aus: Beim Bau der Strecken wird gestattet, dass die Lauffläche der Schienen 10—15 mm niedriger als die Strassenoberfläche verlegt wird, um die rasche Abnützung der längs den Schienen befindlichen Holzklötze zu vermeiden. Man muss rechnen, dass letztere 3 Jahre lang dauern, wenn man die Vorsicht gebraucht hat, sie um 15 mm höher als die Schienenoberkante zu legen. Es ist dies der einzige Übelstand, den die Gesellschaft beim Holzpflaster erkannt hat, während dasselbe den Vorteil eines ausserordentlich sanften Fahrens bietet. Anders urteilt Fischer-Dick. Er hebt hervor, dass das Holzpflaster dieselben Nachteile der Schlüpfrigkeit wie Asphalt und Marmorglätte bei Frost habe. Es sei zwar in der Herstellung billiger als Asphalt, die Unterhaltungskosten aber betrügen das Doppelte und Dreifache. Ausserdem würden die Schienen durch das Anschwellen des Holzes auseinander getrieben und es sei auch das Hochtreiben derselben in einer Reihe von Fällen hierauf zurückzuführen. Während die Erneuerung der Asphaltdecke nur geringe Betriebsstörungen veranlasse, bedinge die des Holzpflasters ein Freigeben des betreffenden Gleises. Diesen grossen Nachteilen des Holzpflasters stehe zwar die Annehmlichkeit gegenüber, dass die Pferde an den sonnigen Tagen des Jahres auf elastischem Grunde laufen, doch sei dies nicht von genügender Wirkung, um für Beibehaltung dieser Pflasterung eintreten zu können. In Berlin sei man zu dem Entschlusse gekommen, neue Holzpflasterungen nicht mehr auszuführen und die vorhandenen nach und nach in Asphaltierungen umzuwandeln, da diese bei geringeren Mängeln billiger und ohne Betriebsstörung imstande zu erhalten seien.

---

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau, 1891, Nr. 20 u. 21.

Die Strassen-Eisenbahn-Gesellschaft in Hamburg führt an, dass auf einem Strassenzuge ohne Gleis Holzpflaster mit auslenkbaren Wagen, sogenannten Fünfrädern, befahren wurde. Ein Teil desselben, von etwa 90 m Länge, besitze eine Steigung von durchschnittlich 1 : 30 und bereite vorzugsweise im Winter Schwierigkeiten, wenn vor Frosteintritt Regenfälle stattgefunden haben. Das Holz, nicht imprägniertes pitch-pine, sauge soviel Wasser auf, dass sich beim Gefrieren desselben eine glatte und steinharte, ununterbrochene Oberfläche bilde, auf welcher die Pferde trotz scharfer Stollen nicht imstande seien, den Wagen bergan zu bewegen, so dass der Weg durch Nebenstrassen gewählt werden müsse. Durch Bestreuen der Oberfläche mit Seesalz, Abfegen derselben und Bestreuen mit einer dünnen Lage von Sand konnte die Strecke bei fortwährendem Froste ungefähr 8 Tage lang befahren werden; nachher trat wieder vollständige Vereisung ein. Leider verbot die Polizeibehörde die Wiederholung dieses Verfahrens.

Die Wiener Tramway-Gesellschaft endlich verlangt Holzpflaster, wenn von den Behörden geräuschloses Pflaster vorgeschrieben wird. Sie hat beobachtet, dass die mit Chlorzink getränkten Klötze anschwellen und dabei einen solchen Seitendruck äussern, dass die Randsteine der Fusswege zum Kippen gebracht und die Schienen über die Strassenoberfläche gehoben werden. Das die Pferdehufe schonende Holzpflaster komme in der Unterhaltung wesentlich teurer als Granitpflaster und könne deshalb nicht allgemein, sondern nur in besonderen Fällen für die Fläche zwischen den Schienen verwendet werden.

Auf stärker geneigten Strassen wird der Asphalt seiner Glätte wegen jedenfalls unbrauchbar. Als Grenzwert des zulässigen Steigungsverhältnisses wird öfters für Stampfasphalt 1 : 60 festgehalten, zuweilen auch 1 : 75 bei starkem und 1 : 65 bei geringerem Verkehr (in Londoner Strassen kommen einzelne stärkere Steigungen vor) zwischen den Schienen der Pferdebahngleise war Asphalt höchstens noch bei Steigungen von 1 : 100 anwendbar. Stärkere Steigungen sind bei Gussasphaltdecken zulässig; in Ungarn sollen solche bis zu 1 : 17 vorkommen. Für Holzpflaster nimmt Stayton als grösste zulässige Steigung 1 : 20 an, in Deutschland wird öfters 1 : 40 festgehalten. Schliesslich kann an dieser Stelle noch bemerkt werden, dass im Winter, wenn der Schnee auf der Strasse liegen bleibt und jede Decke derselben glatt wird, die geringe Querneigung der Asphaltbahnen angenehm empfunden wird.

Noch mögen einige Mitteilungen aus einer sehr wertvollen, allerdings aus dem Jahre 1881 stammenden Abhandlung von Keller[1]) hier ihren Platz finden. Es heisst da unter anderem:

„Aus vielfachen Nachfragen hat sich ergeben, dass die Frachtfuhrwerke der Eisenbahngesellschaften, welche meist schwere Lasten mit geringer Geschwindigkeit befördern, Asphaltpflaster den anderen Belagsarten vorziehen, während bei den Omnibuskutschern, deren starkbelastete Wagen in rascher Gangart bewegt werden müssen, gutes Granitpflaster mit schmalen Steinreihen, bei den Besitzern leichter, schnell fahrender Fuhrwerke Holzpflaster mit engen Fugen am meisten beliebt ist."

„Die Frachtfuhrwerke der Eisenbahn-Gesellschaften können als Repräsentanten des schweren und langsamen Verkehrs, die Omnibuswagen als Vertreter des schweren und raschen Verkehrs gelten. Die von den oberen Betriebsbeamten eingezogenen Mitteilungen verdienen deshalb besondere Beachtung, weil die Eisenbahn- und Omnibus-Gesellschaften einen sehr hohen Prozentsatz der in London vorhandenen Pferdezahl im Besitze haben. Die Grosse Nordbahn z. B. holt allabendlich aus etwa 30, in allen Teilen der Stadt befindlichen Güterannahmestellen das für ihre Linien bestimmte Stückgut mit über 1000 Pferden nach den Bahnhöfen Farringdon und King Cross. Die grosse Londoner Omnibusgesellschaft, deren enggeflochtenes, meilenweite Ausläufer in den Ring der äusseren Vororte aussendendes Netz in wirksamster Weise die tägliche Völkerwanderung nach und von dem inneren Geschäftsgebiete unterstützt, hat einen Pferdebestand von über 7000 Tieren.

„Die Vorliebe, welche herrschaftliche Fuhrwerke und die flinken, zweiräderigen „Hansoms", die Eilboten des weltstädtischen Verkehrs, für Holzpflaster haben, lässt sich schon daraus erkennen, dass selbst grössere Umwege nicht gescheut werden, um recht lange auf der guten Belagsart zu bleiben. Holzpflaster gilt in den Londoner Vestries allgemein als das

[1]) Keller, Das Strassenpflaster der Grossstädte Englands, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1881, S. 300, 324, 335. Diese Abhandlung ist ein Auszug aus der Einleitung (Technische Entwicklung der Pflasterungen) und dem Schlusskapitel (Vergleichende Betrachtung) eines Berichtes über die im Auftrage des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom Verfasser nach England unternommene Studienreise.

„vornehme" Pflaster, da es sich angenehm auf demselben fährt, und da leichte, oft kostbare Pferde bei rascher Gangart bedeutend mehr als auf Granit oder gar auf Asphalt geschont werden."

Ausbesserungs- und Erneuerungsarbeiten.

Wieder ein anderer, auf den Strassenverkehr bezüglicher Punkt, der von grosser Bedeutung für denselben werden kann und deshalb bei der Entscheidung für die eine oder andere Belagsart eine Rolle spielt, ist die Art und Weise, wie die Ausbesserungs- und Erneuerungsarbeiten vorgenommen werden, und der Umfang der Verkehrsstörung, die hierbei verursacht wird.

Für eine sehr belebte Strasse wird jene Belagsart vor anderen den Vorzug verdienen, bei der Aufbrüche und die regelmässigen Unterhaltungsarbeiten besonders rasch und einfach ausgeführt werden können, die seltener eine vollständige Erneuerung beansprucht und wobei auch diese in möglichst einfacher Weise geschehen kann. In dieser Beziehung steht Asphalt vor dem Holz, weil die gewöhnlichen Flickarbeiten bei ihm in sehr einfacher Weise, ohne wesentliche Störung des Strassenverkehrs erfolgen und eine gänzliche, die Sperrung der Strasse bedingende Erneuerung der Decke nur in längeren Zeiträumen erforderlich wird, während beim Holzpflaster durchgreifende Ausbesserungen im allgemeinen öfter vorkommen und schon die Ausflickarbeiten stärkere Verkehrsstörungen mit sich bringen, ganz abgesehen von der grösseren Schwierigkeit einer guten Ausbesserung an sich[1]).

Eine ausschlaggebende Bedeutung bei der Wahl einer Belagsart haben begreiflicherweise ihre Kosten, doch ist es schwer, dieselben richtig zu bestimmen, weil eine grössere Zahl verschiedenartiger Umstände dabei in Betracht kommt, deren Einfluss nicht immer genau genug festgestellt werden kann.

Bei der Wichtigkeit dieser Angelegenheit sollen an dieser Stelle Betrachtungen über die Kosten von Strassenbefestigungen (Oberbau-Konstruktionen) überhaupt eingeschaltet werden. Dieselben wechseln auch bei einer und derselben Befestigungsart mit den Einheitspreisen der Baumaterialien und der damit vorzunehmenden Arbeitsleistungen, und zwar um so mehr, als diese nicht nur an verschiedenen Orten, sondern auch am gleichen Orte zu verschiedenen Zeiten sehr verschieden sein können. Ausserdem üben die Untergrund-, Klima- und namentlich die Verkehrs-Verhältnisse einen bedeutenden Einfluss aus, insoferne durch sie die Stärke und zuweilen auch die Güte einzelner Teile des Oberbaues (z. B. Dicke und Mischungsverhältnis der Betonunterlage für die Pflasterstücke) wie endlich auch die Dauerhaftigkeit des Oberbaues beeinflusst wird[2]). Es sind demnach bei Kostenberechnungen, und namentlich wenn es sich

---

1) Während des 20jährigen Bestehens der ersten Stampfasphaltdecke in der Markgrafenstrasse zwischen der Französischen- und der Jägerstrasse zu Berlin soll niemals eine Sperrung der Strasse zum Zwecke der Vornahme von Wiederherstellungsarbeiten an der Asphaltdecke stattgefunden haben, während die Friedrichstrasse, auf der im Jahre 1881 mit Holz gepflasterten 4903 qm grossen Strecke von der Behrenstrasse bis zum südlichen Fahrdamm der Strasse unter den Linden und vom nördlichen Fahrdamm dieser Strasse bis zur Rampe der Weidendammer Brücke während 13 Jahre behufs Erneuerung des Holzbelags fünfmal auf kürzere oder längere Zeit (bis zu 26 Tagen) habe gesperrt werden müssen (Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 69 u. 70).

2) In welch' weiten Grenzen die Kosten für das Quadratmeter der Befestigung und Unterhaltung städtischer Strassen schwanken, kann aus der folgenden, von Baumeister, Städtisches Strassenwesen und Städtereinigung, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 3, Berlin 1890, S. 82 angegebenen Tabelle ersehen werden:

	Fahrweg.		Fussweg.
	Herstellung einschl. Unterbettung ℳ	Jährliche Unterhaltung ℳ	Herstellung einschl. Unterbettung ℳ
Reihenpflaster I. Kl. auf Chaussierung oder Beton	10—26	0,2—0,4	3—8
Reihenpflaster II. Kl. auf Kies oder Sand	4—20	0,2—1,0	
Mosaikpflaster III. Kl. auf Kies oder Sand	2—14	0,1—0,5	

um den Vergleich verschiedener Befestigungsweisen handelt, neben den Baukosten immer auch die Unterhaltungskosten in Anschlag zu bringen. Gerade darin aber liegt die hauptsächliche Schwäche vieler Voranschläge, weil entweder die Dauer der Belagsarten nicht genau genug bekannt ist, oder aber an sich richtige, jedoch miteinander nicht vergleichbare Dauerzahlen in Rechnung gestellt werden. So kommt es z. B. vor, dass man bei der Überlegung, ob Stein-, Asphalt- oder Holzpflaster für eine Stadt gewählt werden soll, beim Kostenvergleich für ersteres die an Ort und Stelle unter einfachen Verkehrsverhältnissen, für die beiden anderen Belagsarten aber die in Weltstädten unter ganz anderen äusseren Umständen erhobenen Dauerzahlen in Ansatz bringt, überhaupt die Verkehrsverhältnisse viel zu wenig beachtet.

Vorausgesetzt nun, dass alle erforderlichen Daten richtig beobachtet oder bestimmt worden sind, so verfährt man bei Ausführung von Kosten-Vergleichen im allgemeinen am richtigsten nach dem Vorschlage Dietrichs[1]), indem man für jede Belagsart das Gesamtkapital feststellt, das erforderlich ist, um jene auszuführen und alsdann fortwährend in ganz entsprechendem Zustande zu erhalten. Dieser Zustand wird sich im allgemeinen durch unausgesetzte einfache Unterhaltungs- (und Reinigungs-)Arbeiten, sowie durch einen oder durch mehrere Umbauten (Hauptreparaturen) eine Reihe von Jahren hindurch erhalten lassen, worauf dann ein förmlicher Neubau erforderlich wird und der geschilderte Unterhaltungsvorgang von neuem beginnt. Hiernach setzt sich das zu berechnende Gesamtkapital aus folgenden Beträgen zusammen:

1. Kosten K_n des ersten Neubaues;

2. Geldbetrag A_u, der, mit $p^0/_0$ Zins angelegt, die jährlich erforderlichen Unterhaltungskosten U deckt (diese als gleichbleibend gedacht);

3. Kapitalsbeträge A_1, A_2 . . . , die so bemessen sind, dass auf unbegrenzte Zeit hinaus nach jedem Neubaue die am Schlusse der (in Jahren ausgedrückten und vom vorausgehenden Neubau an gerechneten) Zeiträume t_1, t_2 . . . die zu den Umbauten benötigten Kostenbeträge K_1, K_2 . . . zur Verfügung stehen, endlich

4. Kapital A_n, dessen Zins und Zinseszinsen die in Zeitabschnitten von t_n Jahren je mit einem Kostenbetrage K_n auszuführenden Neubauten ermöglichen.

Das Kapital A_u zur Deckung der jährlichen Unterhaltungskosten U berechnet sich aus der Gleichung $A_u \cdot \frac{p}{100} = U$ zu

$$A_u = \frac{100}{p} \cdot U \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (250$$

	Fahrweg.		Fussweg.
	Herstellung einschl. Unterbettung	Jährliche Unterhaltung	Herstellung einschl. Unterbettung
	ℳ	ℳ	ℳ
Steinplatten	—	—	5—20
Klinker, Keramit	7—15	0,2—1,2	4—8
Beton	—	—	4—6
Tonplatten, Zementplatten	—	—	5—10
Holzpflaster auf Beton *)	12—21	0,5—2,0	—
Eisenpflaster	30—36	—	—
Asphalt	11—24	0,5—1,2	4—9
Chaussierung (einfache Bekiesung bei Packlagenbau)	2—10	0,4—8,0	0,5—2

*) In Amerika kostet die Herstellung von Holzpflaster auf Bohlen oder Sand 4—8 ℳ.

[1]) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, Berlin 1885, S. 41.

talsbetrag A_1 für jeden ersten, nach einem Neubau erforder-
u muss gross genug sein, um einmal nach t_1 Jahren und alsdann
t_n Jahre den Geldbetrag K_1 zu liefern; er berechnet sich demnach auf
ende Weise:

Wenn das Anfangskapital A_1 nach t_1 Jahren die Grösse

$$A_1 \left(1 + \frac{p}{100}\right)^{t_1} = A_1 \,.\, q^{t_1}$$

erreicht hat, wird davon der für den Umbau erforderliche Betrag K_1 genommen, der Rest $A_1\, q^{t_1} - K_1$ aber soll bei derselben Verzinsung nach weiteren t_n Jahren abermals um K_1 gewachsen sein, so dass stattfindet

$$(A_1\, q^{t_1} - K_1)\, q^{t_n} = A_1 \,.\, q^{t_1}$$

woraus

$$A_1 = K_1 \,.\, \frac{q^{(t_n - t_1)}}{q^{t_n} - 1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (251$$

folgt. In gleicher Weise ergeben sich die, der übrigen Umbauten wegen von vornherein aufzunehmenden Kapitalien, z. B.

$$A_2 = K_2 \,.\, \frac{q^{(t_n - t_2)}}{q^{t_n} - 1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (252$$

Das Kapital endlich, das alle t_n Jahre einen Neubau ermöglicht, berechnet sich aus $A_n \,.\, q^{t_n} = K_n + A_n$ zu

$$A_n = \frac{K_n}{q^{t_n} - 1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (253$$

so dass nun das gleich anfangs bereit zu stellende Kapital den Wert

$$A = K_n + A_n + A_1 + A_2 + \ldots + A_n \quad . \quad (254$$

und die für Verzinsung desselben alljährlich erforderliche Summe die Höhe

$$A' = A \,.\, \frac{p}{100} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (255$$

erreicht. Streng genommen wäre auch noch der Wert des beim Neubau nach t_n Jahren auszuwechselnden Materials in Ansatz zu bringen.

In solch eingehender Weise wird nun aber seitens der Bauverwaltungen selten gerechnet; gewöhnlich begnügt man sich mit einfacheren Überschlägen, indem man für jede der in Vergleich zu setzenden Belagsarten die Summe der Kostenbeträge bildet, die innerhalb eines bestimmten Zeitraums für Neubau, Unterhaltung und Erneuerung aufgewendet werden müssen. Es erscheint dies auch insofern nicht ungerechtfertigt, als die Kosten für die Strassenbefestigungen gewöhnlich aus laufenden Mitteln und nicht durch Anlehen gedeckt werden.

Was nun insbesondere die Kosten von Asphalt- und Holzpflaster betrifft, so fehlen zu ihrer sicheren Entwicklung manche erforderliche Anhaltspunkte, namentlich zuverlässige Angaben über ihre Dauer[1]) bei wechselnder Verkehrsgrösse, wie auch über den Einfluss der Witterung bei mässiger Verkehrsbeanspruchung. Gerade dieser Umstand möchte in manchen Grossstädten Mitteleuropas mit ihrem doch immerhin mässigen Verkehre von grösserem Einflusse sein, als man für gewöhnlich anzunehmen pflegt. Tatsächlich begegnet man in den Preisentwicklungen oft ganz willkürlichen Annahmen über die Dauer einer Belagsart, oder Voraussetzungen auf Grund von Erfahrungen, die an anderen Orten unter anderen Verhältnissen gemacht worden waren. Unsicher sind auch Preisentwicklungen oft insofern, als sie sich auf frühere Verträge

---

1) Wegen Dauer der Asphalt- und Holzstrassen siehe „Unterhaltung" derselben.

mit Unternehmern stützen, auf deren Erneuerung nicht bestimmt gerechnet werden kann.

Immerhin mögen Angaben über Kosten verschiedener Pflasterungen hier Platz finden, vor allem Zusammenstellungen der Tiefbauämter Leipzig und Dresden, die dem 5. Technischen Studienhefte von C. Schmid, Stuttgart 1905, S. 49 ff. entnommen sind.

Tabelle 67.

Zusammenstellung über Fahrbahnbefestigungen in Leipzig.

A. Unter Einrechnung der Kosten für Aufbruch und Ausschachtung für den Oberbaukörper.

Art der Befestigung	Kosten der erstmaligen Herstellung von 1 qm ℳ	Deckenerneuerung wird erforderlich bei mittlerem Verkehr nach Jahren	Kosten der Deckenerneuerung für 1 qm ℳ	Jährliche Unterhaltungs- und Reinigungskosten bei mittl. Verkehr für 1 qm ℳ	Gesamtaufwand für 1 qm und 1 Jahr bei mittlerem Verkehr ℳ	Gesamtaufwand für 1 qm und 1 Jahr unter Hinzunahme von 5% Zinsen für erstmal. Herstellung bei mittl. Verkehr ℳ	Bemerkungen.
a) Makadam	5,00	3	1,80	0,58	1,18	1,43	Die Beobachtungen erstrecken sich auf einen Zeitraum von 4 Jahren
b) Zementmakadam	9,00	10	4,00	0,83	1,23	1,68	5 „
c) Steinpflaster aus bossierten Steinen 1. Kl.	14,40	18	10,00	0,31	0,87	1,59	25 „
aus bossierten Steinen 2. Kl.	13,40	14	9,00	0,31	0,95	1,62	25 „
aus Schlackensteinen	13,00	16	8,00	0,30	0,80	1,45	18 „
d) Stampfasphalt	15,00	12	9,50	0,90	1,69	2,44	20 „
e) Holzpflaster aus weichem Holz	17,50	12	12,00	0,74	1,74	2,62	10 „ } Klotzhöhe: 102 mm
„ hartem „	23,50	20	18,00	0,35	1,25	2,43	4 „ }

B. Ohne Einrechnung der Kosten für Aufbruch u. Ausschachtung für den Oberbaukörper. (Durchschnittlich 1,50 ℳ für das Quadratmeter.)

Art der Befestigung	Kosten der erstmaligen Herstellung von 1 qm ℳ	Deckenerneuerung wird erforderlich bei mittlerem Verkehr nach Jahren	Kosten der Deckenerneuerung für 1 qm ℳ	Jährliche Unterhaltungs- und Reinigungskosten bei mittl. Verkehr für 1 qm ℳ	Gesamtaufwand für 1 qm und 1 Jahr bei mittlerem Verkehr ℳ	Gesamtaufwand für 1 qm und 1 Jahr unter Hinzunahme von 5% Zinsen für erstmal. Herstellung bei mittl. Verkehr ℳ	Bemerkungen.
a) Makadam	3,50	3	1,80	0,58	1,18	1,36	4 Jahren
b) Zementmakadam	7,50	10	4,00	0,83	1,23	1,61	5 „
c) Steinpflaster aus bossierten Steinen 1. Kl.	12,90	18	10,00	0,31	0,87	1,52	25 „
aus bossierten Steinen 2. Kl.	11,90	14	9,00	0,31	0,95	1,55	25 „
aus Schlackensteinen	11,50	16	8,00	0,30	0,80	1,38	18 „
d) Stampfasphalt	13,50	12	9,50	0,90	1,69	2,37	20 „
e) Holzpflaster aus weichem Holz	16,00	12	12,00	0,74	1,74	2,54	10 „ } Klotzhöhe: 102 mm.
„ hartem „	22,00	20	18,00	0,35	1,25	2,35	4 „ }

Tabelle

Kostenzusammenstellung betreffend Herstellung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Zur Deckenbildung verwendetes Material	Kosten der erstmaligen Herstellung eines Quadratmeters Fahrbahn für			Deckenerneuerung wieder erforderlich bei			Kosten der Deckenerneuerung für 1 qm	Jährliche Unterhaltungs- und Reinigungskosten eines Quadratmeters bei		
	schwachen	mittleren	starken	schwachem	mittlerem	starkem		schwachem	mittlerem	starkem
	Verkehr			Verkehr nach				Verkehr		
	M	M	M	Jahren	Jahren	Jahren	M	M	M	M
A. Schotterbahnen: Auf Packlager- oder Grobschlagschüttung Verkehr) 15 cm										
Kleingeschläg aus Syenit	4,00	4,50	4,50	7	3	1	1,80	0,12	0,16	0,27
Basalt oder Grünstein	5,00	5,50	5,50	8	4	2	2,20	0,14	0,20	0,31
B. Pflasterbahnen: Bei starkem und mittlerem Verkehr 17 cm 18—19 cm hoch in 7 cm starkem Kiesbett; bei schwachem Verkehr in 12 cm										
Klinker, 13 cm hoch	8,00	10,00	10,00	16	8	4	8,00	0,33	0,44	0,55
Lausitzer Granit	10,00	12,00	12,00	24	12	6	10,00	0,35	0,46	0,57
Kupferschlacken, 16 cm hoch	12,00	13,50	13,50	28	16	8	12,00	0,32	0,43	0,54
Porphyr, Syenit	12,50	14,50	14,50	28	18	10	12,50	0,34	0,45	0,56
Grünstein (Diabas)	15,00	17,00	17,00	32	24	16	15,00	0,32	0,43	0,54
C. Asphaltbahnen: Ohne Unterschied der Verkehrsstärke 5 cm starke										
Asphalt von San Valentino u. Ragusa	13,00	13,00	13,00	18	12	8	9,00	0,65	0,80	0,95
D. Holzpflasterbahnen: Weichholz bei schwachem und mittlerem,										
Kiefernholz, 12 cm hoch	15,00	15,00	15,00	16	10	6	11,50	0,65	0,80	0,95
Austral. Hartholz, 8 cm hoch	19,00	19,00	19,00	24	15	10	15,00	0,65	0,80	0,95
E. Asphaltschotterbahnen: (Versuch) für schwachen und mitt- Decke 8 cm stark aus einem Gemenge von										
Syenitdecke, kalt eingewalzt	8,50	9,00	9,00	10	5	2	7,00	0,30	0,40	0,50
Grünsteindecke, warm eingewalzt	12,50	13,00	13,00	12	8	4	11,00	0,32	0,42	0,52
F. Kleinpflasterbahnen: (Versuch) für mittleren und starken handenen abgenützten und entsprechend										
Basaltsteine, 8 cm hoch	5,00	5,00	5,00	10	6	3	5,00	0,34	0,45	0,56

68.

Unterhaltung und Reinigung der Fahrbahnen in Dresden.

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Gesamtaufwand für das Quadratmeter und auf 1 Jahr bei			Vergleichsziffern: 5 % der Herstellungskosten Spalte 2—4, Gesamtaufwand Spalte 12—14 bei			Verhalten in bezug auf			Verwendungsplatz
schwachem	mittlerem	starkem	schwachem	mittlerem	starkem	Verkehrssicherheit	Geräusch-Entwicklung	Staub- und Schlammbildung	
Verkehr			Verkehr						
M	*M*	*M*	*M*	*M*	*M*				
(: cm stark bei schwachem, 20 cm bei mittlerem und schwerem starke Schotterdecke.									
0,38	0,76	2,07	0,58	0,99	2,30	gut	gering	erheblich	Vorstadtstrassen mit offener Bauweise in ruhiger Wohnlage.
0,42	0,75	1,41	0,67	1,03	1,69	„	„	„	
starke Packlager- oder Grobschlagschüttung, Reihensteine I. Klasse Reihensteine II. Klasse 15—17 cm stark oder künstliche Steine starkem Kiesbett.									
0,83	1,44	2,44	1,23	1,94	2,94	gut	gering	gering	Grünstein u. Porphyr f. Verkehrsstrassen mit schwerem Verkehr; Granit, Syenit, Klinker u. Schlakken für Wohnstrassen mit geringem Verkehr.
0,77	1,29	2,24	1,27	1,89	2,84	„	erheblich	„	
0,75	1,18	2,04	1,35	1,86	2,72	„	mässig	„	
0,73	1,14	1,81	1,42	1,87	2,54	„	erheblich	„	
0,79	1,06	1,48	1,54	1,91	2,33	„	gering	„	
Asphaltdecke auf 20 cm starkem Unterbau aus Zementbeton 1 : 6 : 8.									
1,15	1,55	2,06	1,80	2,20	2,71	mässig	unbedeutend	mässig	Strassen der inneren Stadt mit lebhaftem Verkehr und Steigungen unter 1 : 70.
Hartholz bei mittlerem und starkem Verkehr. Unterbau wie vorher.									
1,37	1,95	2,87	2,12	2,70	3,62	gut	sehr gering	gering	Strassen der inneren Stadt mit lebhaftem Verkehr, Steigungen bis 1 : 30.
1,28	1,80	2,45	2,23	2,75	3,40	„	unbedeutend	„	
leren Verkehr. Unterbau: Vorhandene abgenutzte Schotterfahrbahnen; bitumenreichem Asphaltpulver und Kleingeschläg.									
1,00	1,80	4,00	1,43	2,25	4,45	gut	gering	mässig	Promenadestrassen mit offener Bauweise, mit lebhaftem, aber leichtem Verkehr (Parkstr.) Johann-Georgenallee.
1,24	1,80	3,27	1,86	2,45	3,92	„	„	„	
Verkehr. Kleinpflastersteine in 4 cm starkem Kiesbett auf vorvorgerichteten Schotterfahrbahnen.									
0,84	1,28	2,23	1,09	1,53	2,48	gut	gering	mässig	Vorstadtstrassen mit lebhaftem, auch schwerem Verkehr (Löbtauer Strasse).

Eine Tabelle über die Herstellungs- und Unterhaltungskosten, sowie über Dauer der Befestigungsarten nach Umfrage bei den Stadtverwaltungen bringt — Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau [1]). Als durchschnittliche Herllungspreise für 1 qm werden nach der Tabelle folgende angegeben:

Steinschlagbahnen mit und ohne Grundbau	5,00 ℳ
Pech- und Zementmakadam	9,00 „
Bossierter Naturstein auf Steinschlagbettung	14,50 „
„ „ auf Beton	16,00 „
Schlackenstein auf Steinschlagbettung	12,00 „
„ auf Beton	13,50 „
Klinker auf Steinschlagbettung	9,00 „
„ auf Beton	10,50 „
Asphalt auf Betonbettung	15,00 „
Weichholz „	16,00 „
Hartholz „	20,00 „

Auch die schon früher angezogene Abhandlung von Pinkenburg [2]) enthält viele hierher gehörige Angaben, doch sind sichere Schlüsse wegen der grossen Verschiedenheit der Verhältnisse, für welche diese Angaben gelten, nicht daraus zu ziehen.

Nach C. Schmid, Technische Studienhefte, Nr. 5, S. 48 werden die Herstellungskosten für das in Regie ausgeführte Stampfasphalt-Pflaster folgendermassen berechnet:

Betonunterbau, 20 cm stark, Mischung 1 : 4 : 6 erfordert für 1 qm (sehr dicht gestampft und mit Rauhstrich versehen):

Zement 0,25^t zu 5,87 ℳ		1,47 ℳ	
Kies bezw. Sand 0,16 cbm zu 5,00 ℳ		0,80 „	
Kleingeschläg 0,19 cbm zu 7,00 ℳ		1,33 „	
Arbeitslohn: Auf- und Abladen, Zementzusetzen	0,02 ℳ		
Mischen und Einbringen	0,45 „		
Stampfen	0,05 „		
Glattstrich	0,10 „		
Insgemein 10% Geräte			
5% Aufsicht			
30% Unvorhergesehenes			
Zusammen 45%	0,28 „		
Zusammen		0,90 ℳ	
Zusammen			4,50 ℳ
Asphaltdecke 5 cm stark			
0,11^t Asphaltpulver zu 54,85 ℳ		6,03 ℳ	
Arbeitslohn: Laden und Abladen	0,03 ℳ		
Wärmen	0,50 „		
Aufbringen und Stampfen	1,00 „		
Insgemein 45%	0,69 „		
Zusammen		2,22 ℳ	
Zusammen			8,25 ℳ
Das fertige Asphaltpflaster zusammen			12,75 ℳ

welcher Preis bis 13,20 ℳ/qm steigt.

1) W..., Neuere Erfahrungen über Fahrbahn-Befestigungen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 3, 17, 34, 55, 71, 85, 116. Die fragliche Tabelle steht auf S. 56.

2) Pinkenburg, Die Pflasterverhältnisse der städtischen Strassen im deutschen Reiche, Technisches Gemeindeblatt, Jahrg. III, 1900, Nr. 7, S. 93—118.

In Berlin wird dem Unternehmer für erstmalige Herstellung des Betonbetts 3,50 ℳ, der Asphaltdecke 10,50 (neuerdings 9,50 ℳ) bezahlt, in deutschen Städten wird man heute für 1 qm Asphaltpflaster, einschliesslich Betonunterlage, im Durchschnitt 14 ℳ rechnen können. Hierher gehörige Preise von Material und Leistung siehe in dem schon öfter erwähnten 5. Technischen Studienhefte von C. Schmidt, S. 49, 66, 72, 75, 79. Ausserdem sei auf einen Reisebericht des Chefingenieurs Vaillant[1]) über die Entwicklung des städtischen Pflasterwesens in den Vereinigten Staaten von Amerika in den Jahren 1890 bis 1900 hingewiesen, in dem auch Kostenangaben vorkommen.

Für Holzpflaster gibt Pinkenburg[2]) bezüglich der Herstellungskosten in Berlin folgendes an:

1. 1 qm Beton im Mischungsverhältnis von 1 Normaltonne Portland-Zement auf 1 cbm Kies, 17 cm stark, einschliesslich aller Baustoffe	2,79 ℳ
2. 1 qm Betonunterlage querschnittsmässig abzugleichen und mit einem 1 cm starken Zementmörtelüberzuge im Mischungsverhältnis von 1 : 2, einschliesslich aller Baustoffe	1,30 „
3. 1 qm Holzpflaster aus 13 cm hohen mit Kreosot getränkten Klötzen aus schwedischem Kiefernholz auf der Betonunterlage vorschriftsmässig herzustellen, einschliesslich der Herstellung der Tonfugen, des Überwurfs und der Lieferung aller Baustoffe	13,00 „
Zusammen	17,09 ℳ

Was die Kosten der Herstellung einer Pflasterdecke aus den den Tropen entstammenden Harthölzern betrifft, so stellt sich der Preis für das Quadratmeter Holzdecke, die übrigen Arbeiten und Preise sind die gleichen wie bei den Nadelhölzern, erheblich höher.

Beispielsweise sind bei 13 cm Klotzhöhe in Berlin bezahlt worden:

1 qm Holzpflasterdecke aus australischem Karriholze	27,00 ℳ
1 qm Holzpflasterdecke aus australischem Djatiholze	25,00 „
1 qm Holzpflasterdecke aus australischem Tallowholze	25,25 „

Bei 10 cm Klotzhöhe stellte sich für Tallowholz der Preis für 1 qm auf 19 ℳ.

Bei der Schwierigkeit die Gesamtkosten einer Pflasterung für einen längeren Zeitraum, wobei namentlich deren Dauer mit in Frage kommt, sicher genug zu berechnen, soll hier, bei Vergleichung von Asphalt und Holz, von Zahlenangaben abgesehen und nur bemerkt werden, dass sich diese Kostenbeträge, wenigstens soweit schon seit längerer Zeit benützte Holzsorten in Betracht kommen, unter sonst gleichen Umständen beim Holze höher stellen als beim Asphalt.

Zum Schlusse sei noch ein Vergleich zwischen Asphalt-, Holz- und Granitpflaster nach einem Vortrage des Mr. Levis H. Jsaacs in einer Versammlung der „English Society of Arts“ angeführt[3]).

---

[1]) M. V. Vaillant, Ing. princip. des ponts et chaussées, Pavages des villes des états-unis d'Amérique, Annales des travaux publics de Belgique, 1903, p. 7—59. Ein eingehender Bericht darüber findet sich in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 161, 177, 193, 209, 229.

[2]) Pinkenburg, Über Holzpflaster, Zeitschr. f. Bauwesen 1902.

[3]) Carriageway pavements for large cities, Engineering News 1894, I. p. 256. Eine Mitteilung darüber findet sich auch in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 157 unter dem Titel „Neuere englische Ansichten über Strassenbefestigungen“.

Nach den Erfahrungen dieses Londoner Ingenieurs wären die 3 Pflasterarten im Hinblick auf die verschiedenen, an eine städtische Pflasterung zu stellenden Anforderungen folgendermassen zu klassifizieren:

Hinsichtlich	1.	2.	3. Stelle
Öffentlicher Gesundheit	Asphalt	Granit	Holz
Lärmdämpfung	H.	A.	Gr.
Sicherheit für die Zugtiere	H.	A.	Gr.
Möglichkeit der Reinhaltung	A.	Gr.	H.
Dauerhaftigkeit	Gr.	A.	H.
Billigkeit	Gr.	H.	A.
Leichtigkeit der Ausbesserung	A.	H.	Gr.
Anlage von Pferdebahnen	Gr.	H.	A.

Doch sei daran erinnert, dass diese Tabelle sich aus den damaligen Verhältnissen in London ergeben hat, so namentlich die Wertung der 3 Konstruktionsarten hinsichtlich Sicherheit der Zugtiere aus den damals üblichen Reinigungsverfahren dortselbst.

Strassen mit Eisenkonstruktion.

Mit Eisen als Pflasterungsmaterial sind, wenn auch nicht häufig, doch schon frühe Versuche angestellt worden, in England 1836, in Amerika 1852[1], ohne dass jedoch bis heute ein wirklich befriedigendes Ergebnis erzielt worden wäre. Man hat dabei Gusseisen für sich, oder Schmiedeisen für sich, zuweilen auch beide Materialien in Verbindung miteinander angewendet. Im folgenden sollen einige der älteren Pflasterarten in Eisen, von denen auch heute noch die Rede ist, sowie einige Vorschläge aus neuerer Zeit kurz besprochen werden. In Warschau wurden gitterartige, 0,076 m hohe Stücke aus Gusseisen von 0,60 und 1,05 m Seite (Abb. 148) auf einer Bettungsschichte von Kies, Kleingeschläg oder Beton nebeneinander mit gegenseitiger Verzahnung verlegt und sodann die von den Rippen des Gitters gebildeten Räume mit Kies ausgestampft; in gekrümmten Strassenstrecken kamen gekrümmte Stücke zur Verwendung.



Abb. 148.

Über dieses Pflaster spricht sich nach 10jähriger Beobachtung im März 1879 der Generalmajor und Präsident der Stadt Warschau, S. Starinkewitz in einem Gutachten an den Berliner Magistrat nach Krüger folgendermassen aus:

„Das Eisenpflaster, dessen einzelne Teile sich untereinander nicht verschieben, hält sich so vorzüglich, dass an demselben seit seiner Verlegung vor 10 Jahren noch keine Ausbesserung vorgekommen ist, doch müssen die Fugen und Zellen in den Platten fortwährend mit Kies ausgefüllt werden, da sonst die Pferde mit den Hufeisen darin sitzen bleiben. Auch bewirkt das Befahren dieses gusseisernen Pflasters grosses Geräusch und eine zitternde Bewegung des Bodens, die auf die Häuser übertragen wird. Die Regelmässigkeit derselben wirkt höchst nervenerregend, so dass dieses Pflaster namentlich für enge, mit hohen Häusern bebaute Strassen unverwendbar ist, insbesondere wenn die Strasse von vielen, schnellen Fuhrwerken befahren wird."

Man ist deshalb auch in Warschau von dem beschriebenen Pflaster wieder abgekommen.

---

1) Ausführliche Mitteilungen über Eisenpflaster finden sich in Krüger, Handbuch des gesamten Strassenbaues in Städten, Jena 1881, S. 411 ff.

Über ein gleiches Pflaster, das im Jahre 1874 in Hamburg an der Alster in der Nähe des ehemaligen Ferdinandtores in einer Länge von ungefähr 40 m verlegt worden war, und bei dem die Herstellungskosten für das qm 25 ℳ, etwa das Doppelte der Kosten eines gewöhnlichen Reihenpflasters betragen hatten, spricht sich der Münchener Reisebericht[1]) aus. Auf eine festgewalzte Kiesschichte von 15 cm Stärke kam eine 2 cm hohe Grandlage und darauf die rostartigen Gusseisenstücke, deren Zellen mit genässtem Kies vollgestampft wurden. Die so gebildete Strassenoberfläche wurde schliesslich mit feinem Grand überdeckt. Nach dem Reisebericht, dem diese Mitteilung entnommen ist, wurde die Pflasterdecke in entsprechendem Zustande befunden, doch machte sich beim Befahren derselben ein ziemlich starkes Rasseln bemerkbar, auch sei das Befahren einer solchen Strecke für die Insassen der Wagen nicht besonders angenehm, so dass es von kränklichen Personen vermieden werde. An eine weitere Verwendung solchen Pflasters werde zurzeit in Hamburg nicht gedacht.

Verschiedene Arten eisernen Pflasters hat man in Amerika versucht. Bei einem derselben kommen gusseiserne Körper zur Verwendung, welche nach Abb. 149 aus zwei ineinander liegenden Zylindern bestehen, die durch sechs radiale Rippen untereinander verbunden sind. Die oberen, zu Tag liegenden Ränder der beiden Zylinder und der Rippen sind gerieft, so dass die Hufe und Radkränze Anhaltspunkte gegen das Ausgleiten finden. Der äussere Zylinder ist mit 3 Vorsprüngen und 3 Nuten versehen, mit denen die Pflasterstücke untereinander in Eingriff stehen. Die Höhe dieser Stücke beträgt 13 bis 15 cm, ihr Durchmesser etwa 35 cm. Die Stärke der Wände und Rippen ist 2—2,5 cm oben, während sie nach unten hin abnimmt; doch kommen auch andere Abmessungen, grössere wie kleinere, vor. Die Hohlräume in diesen Gussstücken werden mit Kies, Kleingeschläg u. dgl. ausgefüllt. Ein Pflaster ganz ähnlicher Art kam auch in Petersburg zur Anwendung, und verwandt damit sind die in amerikanischen Städten, in London und anderwärts versuchsweise zur Ausführung gelangten Pflasterdecken, wobei nicht nur die Abmessungen, sondern auch die Form der gusseisernen Zellenkörper Verschiedenheiten zeigten.

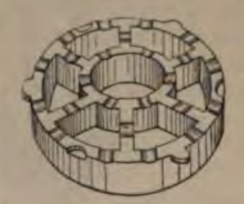


Abb. 149.

Über andere Arten von Eisenpflaster, insbesondere das gusseiserne und schmiedeiserne Zellenpflaster, Patent Langer und das Berliner Eisenpflaster, Patent Wilhelm Richter macht Krüger nach dem „Prakt. Maschinenkonstrukteur“, 1869, S. 208, 225, bezw. den „Annalen f. Gewerbe und Bauwesen“, 1878, S. 186, Mitteilungen.

Gegenüber einzelnen günstiger lautenden Urteilen über Eisenpflaster kann auf eine Anzahl entschiedener Misserfolge mit demselben hingewiesen werden; man darf deshalb mit Bestimmtheit aussprechen, dass, abgesehen von den jedenfalls hohen Anlagekosten des Eisenpflasters, die Nachteile desselben zurzeit noch seine Vorzüge überwiegen und dass es vorerst noch nicht in Wettbewerb mit den üblichen Pflasterungsarten zu treten vermag. Damit stimmen auch amerikanische Urteile überein, so das folgende[2]), in einer Versammlung der American Society of Mechanical Engineers in New-York ausgesprochene:

[1]) Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezial-Kommission etc., München 1889, S. 9. Siehe auch Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 365.

[2]) A combination Iron and Oak Pavement, Engineering News 1891, II, p. 509; Übersetzung davon in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb., 1891, S. 457.

„Es sind von Zeit zu Zeit Vorschläge gemacht worden, Pflasterungen aus Metall herzustellen; derartige Metallpflaster haben sich indessen bald glatt gefahren, so dass sie gefährlicher als Steinpflasterungen wurden. Rauhte man aber, um den Hufen der Pferde einen besseren Halt zu bieten, die Pflasterstücke, so hatten sie den Nachteil, die Hufe abzunützen oder leicht in Stücke zu gehen. Sie erforderten unverhältnismässig hohe Unterhaltungskosten und ein Metallpflaster nach dem anderen wurde verworfen."

In der Hauptsache, wenn auch nicht in allen Einzelheiten damit übereinstimmend, ist das nachstehende Urteil:

„Eisen ist zwar ausserordentlich dauerhaft und widerstandsfähig, doch eignet es sich nicht zur Strassenbefestigung, weil es im Laufe der Zeit so glatt wird, dass die Hufe der Zugtiere keinen Halt mehr auf demselben finden. Vor etwa 30 Jahren wurde die Cortlandt-Street in New-York mit Eisenpflaster versehen; um die Fläche nicht glatt werden zu lassen, kerbte man die in ihr liegenden Ränder der Zellenkörper. Diese Strasse war sowohl rauh, wie geräuschvoll; die Pferdehufe fanden zwar in den Vertiefungen den nötigen Halt, es kam aber oft vor, dass die Eisen abgerissen und die Hufe beschädigt wurden, und trotz der Rauhheit der Strassenfläche fielen die Pferde häufig, wobei sie an den Vorsprüngen arge Beschädigungen erlitten. Dieses Pflaster blieb deshalb nur kurze Zeit in Anwendung und wurde durch Steinpflaster ersetzt." [1])

Trotz der bisherigen Misserfolge sind neuerdings wieder Vorschläge zur Strassenbefestigung mittels Eisen gemacht worden, die schliesslich noch kurz berührt werden sollen. Nach dem Patent Claussen werden quadratische oder rautenförmige, gitterartige Rippenkörper von 36 cm Seitenlänge aus 4 cm hohen, 0,4 cm dicken Flacheisen gebildet, indem diese hochkantig miteinander verkämmt werden, so dass Zellen von etwa 6 cm Weite entstehen. Diese Einzelkörper werden erwärmt und reihenweise, schräg zur Strassenachse auf einer Zementbetonlage in eine dünne Gussasphaltschicht verlegt, worauf das Ausgiessen der Zellen mit Asphalt bis zur Oberfläche der Flacheisen erfolgt. In die hierbei an den Rändern der Strasse entstehenden dreiseitigen Räume kommen halbe Rippenkörper der beschriebenen Art zu liegen, und um beim Aufbrechen des Pflasters die einzelnen Stücke leicht voneinander lösen zu können, wird jedes derselben an allen 4 Seiten mit einem dünnen Pappenstreifen eingefasst, der beim Aufheben des Pflasterstückes spaltet. Die von vorneherein hervorgetretene Ansicht, dass es unzweckmässig sei, Stoffe von so verschiedener Widerstandsfähigkeit zu verbinden, scheint durch die Erfahrungen damit bestätigt worden zu sein.



Abb 150.

Ein anderes Pflaster, eine Verbindung von Eisen und Holz, ist seit einigen Jahren in Amerika versuchsweise zur Ausführung gekommen [2]). Die einzelnen Pflasterstücke bestehen aus einer Grundplatte, an der senkrecht dazu stehende Wände angegossen sind, so dass zellenartige Räume, und zwar nach Abb. 150 je 5 ganze, 4 halbe und 4 viertel Zellen entstehen. Die Grundfläche jeder Zelle ist durchlocht, damit eingedrungenes Wasser abziehen kann. Die Pflasterstücke werden mit versetzten Fugen nebeneinander verlegt, so dass sich die Zellenteile gegenseitig ergänzen. Die Weite einer Zelle beträgt 3 7/16 Zoll engl., ihre Tiefe 3″; in jede derselben wird ein Holzklotz von 5″ Höhe eingetrieben, so dass er um 2″ über den Gusseisenkörper hervorsteht.

Schliesslich sei noch bemerkt, dass auch der Vorschlag gemacht worden ist, Klinkerpflaster aus einzelnen Blöcken von 8 auf 3 Fuss engl. Seitenlänge

[1]) Engineering News 1888, I, p. 39 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1888, S. 37.
[2]) Eng. News 1891, II, p. 509.

zu bilden, die dadurch erhalten werden, dass man die Klinker in der sonst üblichen Stellung auf eine Stahlplatte in Sand versetzt, durch ein Stahlband untereinander und mit der Platte zusammenhält und miteinander durch ein passendes Bindemittel vereinigt.

Schienengleise auf Landstrassen[1].

Bei den vorher besprochenen Eisenpflasterungen städtischer Strassen erstreckt sich die Befestigung der Fahrbahn mit Eisenteilen, dem bedeutenden Verkehr entsprechend, gleichmässig über die ganze Fahrbahn. In neuerer Zeit ist man dazu gekommen, Eisen auch zur Befestigung der Fahrbahnen von Landstrassen zu verwenden in der Art, dass man in diese zwei oder vier Gleisstränge einlegte, auf denen die Räder der Strassenfahrzeuge rollen, während die Zugtiere nach wie vor auf besteinten Flächen laufen. Hierbei wird es nötig, den Rädern bei der Bewegung im Gleis eine sichere Führung zu gewähren, anderseits aber ihr Abgehen von den Schienen, wie auch das Überqueren an jeder Stelle zu ermöglichen.

Es ist dies eine neuartige Verwirklichung des uralten Gedankens der Spurbahn. Aus Steinquadern gebildete Spurbahnen kamen schon im Altertum, beispielsweise bei Ägyptern und Römern vor; wir finden solche in mittelalterlichen und auch heute noch in modernen Städten. In Form von Holzkonstruktionen sind Spurbahnen lange Zeit in den Bergwerken heimisch gewesen, ehe sie im ersten Drittel des 17. Jahrhunderts auch unter freiem Himmel zur Ausführung gelangten, entweder als Fortsetzungen von Bergwerksbahnen nach aussen, oder als Ergebnis eines besonderen Erfindungsaktes bei Verbesserung grundloser Wege. Die Holzbahn endlich hat sich in einer zusammenhängenden Reihe von Entwicklungsstufen allmählich in die Spurbahn mit Eisenschienen gewandelt, deren letztes Glied unsere moderne Eisenbahn darstellt. Mehrere unter den Entwicklungsformen, die speziell zur Erleichterung des gewöhnlichen Strassenverkehrs dienten, sind als Vorläufer der hier in Rede stehenden Landstrassen-Gleise zu betrachten. Es sind dies namentlich die seit 1767, wie man annimmt, üblich gewordenen Bahnen, bei denen plattenartige Schienen aus Gusseisen auf hölzernen Langschwellen in der Art befestigt wurden, dass ihre Lauffläche in die Oberfläche der Fahrbahn zu liegen kam. Auch der ganz vereinzelt aufgetretene Oberbau von Woodhouse aus dem Jahre 1805 gehört hierher. Er wurde auf einer Bahn verlegt, die der Herzog von Norfolk zwischen seinen bei Sheffield gelegenen Kohlengruben ausführen liess. „Die Schienen hatten die Form von 4 Fuss langen, viereckigen, gusseisernen Röhrenstücken von trapezoidalem Querschnitt, die mit ihrer breiten Seite auf dem Boden ruhten, während auf der oberen, schmalen, etwas konkaven Fläche die Räder sich bewegten. Diese Schienen wurden mit der Strasse in eine Ebene gelegt, so dass die Transportwagen beliebig sich auf den Schienen bewegen und dieselben an jeder Stelle verlassen konnten. Eine Verbindung der Schienenstücke zur Erhaltung der Spur wurde nicht angebracht“[2]).

---

1) Gravenhorst: Betrachtungen über die Widerstände auf Steinstrassen, Erdwegen und Eisengleisen für gewöhnliches Fuhrwerk, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 33, 49, 65. Das Verlegen der Strassengleise, Ebenda 1897, S. 517, 533. Nessenius: Die Herstellung eiserner Gleise für Landfuhrwerk auf Landstrassen, Deutsche Bauz. 1897, S. 143, 151, 160. Die Gestaltung der eisernen Gleise auf Landstrassen, Deutsche Bauz. 1902, S. 268; wiedergegeben in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 432. Der Inhalt der beiden Artikel aus den Jahren 1897 und 1902 findet sich im wesentlichen auch in der Abhandlung desselben Verfassers: Die Herstellung eiserner Strassengleise in Landstrassen, Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1902, S. 151, 172; abgedruckt in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 190 , S. 3, 17, 35.

2) M. M. v. Weber, Die Stabilität des Gefüges der Eisenbahngleise, Weimar 1869, S. 24.

Auch unter den vielen, später hervorgetretenen Entwürfen zu Oberbaukonstruktionen für Trambahnen innerhalb und ausserhalb der Städte befanden sich immer wieder einzelne, die dem gewöhnlichen Landstrassenverkehr dienen sollten [1]). Bei ihnen allen ist es jedoch entweder beim Entwurf geblieben, oder nur zur Ausführung in beschränktem Umfange gekommen. Erst seit reichlich einem Jahrzehnt sind die Strassenbauingenieure veranlasst, die Anlage von eisernen Gleisen für den Verkehr des Landstrassen-Fuhrwerks ernstlicher ins Auge zu fassen. Dass solche Spuranlagen bei genügender Ausdehnung jedenfalls eine Verminderung der Beförderungskosten zur Folge haben, insoferne bei ihnen der Widerstandskoeffizient der Bewegung wesentlich kleiner ausfällt als auf besteinter Bahn und weil dadurch eine merkliche Schonung vor allem der Fahrzeuge, dann auch der Zugtiere erzielt wird, liegt auf der Hand. Ob jedoch die Strasseningenieure in der Lage sind, den Vorschlag zur Ausführung von Gleisen zu vertreten, hängt davon ab, ob sich die Gesamtkosten der eisenbefestigten Strasse (Bau-, Unterhaltungs- und Transportkosten zusammengenommen) kleiner ergeben als bei gewöhnlicher Anlage, oder ob wenigstens die mit Hilfe von Schienengleisen jährlich zu ersparenden Unterhaltungskosten der Strasse die für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals für das Jahr erforderlichen Geldmittel übersteigen.



Abb. 151.



Abb. 152.

Dieses Verhältnis stellt sich in dem Masse ein, als der Unterhaltungsaufwand für die Landstrassen zunimmt, wegen stärkerer Beanspruchung derselben, und wegen Steigerung der Arbeitslöhne sowie der hohen Kosten, die durch die Beschaffung von Natursteinmaterial aus grösserer Entfernung veranlasst wird. Letzterer Umstand, der wie früher besprochen, in den Küstengegenden Hannovers zur Erfindung des Kleinpflasters geführt hatte, war auch Veranlassung, dass man sich dort zum Bau von Gleisen für das Strassenfuhrwerk entschloss.

Der erste Vorschlag zur Ausführung einer solchen Gleisstrecke wurde im Jahre 1889, im Kreise Norden in Ostfriesland (Landesbauinspektor Uhthoff, Landrat v. Borries) gemacht, jedoch infolge Steigens der Eisenpreise nicht ausgeführt [2]). Das erste von Gravenhorst in der Landesbauinspektion Stade erbaute Gleis von 500 m Länge wurde 1894 dem Betriebe übergeben. Die damals verwendeten schwach rinnenartigen Flachschienen von 150 mm Breite und 10 kg/m Gewicht, die auf Streifen von Zementbeton verlegt und an den Stössen mittels gusseiserner Laschenböcke unter sich verbunden waren, erwiesen sich als nicht ganz entsprechend, indem sich die Führung der Räder als zu wenig sicher herausstellte.

1) Siehe z. B. die Abhandlung: Die Tramways oder Pferdeeisenbahnen und Holzbahnen in Nordamerika und Frankreich, Allgemeine Bauz. 1858, S. 61 und Heusinger v. Waldegg, Handbuch f. Spez. Eisenb.-Technik, V. Bd., III. Kap. Strassenbahnen, bearbeitet von Büsing, Leipzig 1878. Sodann Fred Hood, Stahlgleise für Lastwagen auf Landstrassen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 529.

2) Deutsche Bauz. 1897, S. 144.

Aus dieser Flachschiene entwickelte alsdann Gravenhorst ein trapezförmiges Profil mit und ohne Bodenplatte, wobei er sich insbesondere auch mit der Bildung der Führungsrippe beschäftigte, durch die ein nicht beabsichtigtes Abbiegen oder Entgleisen der Räder ohne zu weitgehende Erschwerung des Ausweichens der Fahrzeuge und des Überkreuzens der Rippe durch sie verhindert werden sollte. Gravenhorst kam damals neben einer entsprechenden Form auf eine Höhe der Rippe von 15 mm[1]), die aber neuerdings auf 10 mm vermindert wurde[2]). Nach einem dieser Entwürfe Gravenhorst's waren die Schienen 10 m lang, hatten eine 122 mm breite Lauffläche, wogen 18,4 kg/m und zu ihrer gegenseitigen Verbindung dienten flusseiserne Laschenstühle. Abb. 151 und 152 geben eine Vorstellung solcher Gleise in Klein- und Grosspflaster. Unterdessen hatte auch Landesbauinspektor Rautenberg zu Gardelegen in der Provinz Sachsen eine Stegschiene mit Leitrippe in Vorschlag und seit Herbst 1895 zur Ausführung gebracht[3]) (Abb. 153 und 154), die dann auch bei Verlängerung der ersten Versuchsstrecke in Stade zur Vergleichung mit der Schiene von Gravenhorst zur Verlegung gelangte. Von Rautenberg selbst waren bis zum Frühjahr 1897 3076 m Gleis ausgeführt und für das Jahr 1897 11528 m Gleis an verschiedenen Stellen in Aussicht genommen worden. Die Schienen waren ohne die Rippe 81 mm hoch, hatten eine Länge von 9 m und ein Gewicht von 25,07 kg/m; zur Querverbindung dienten stehende Flacheisenstäbe. Das Gewicht des fertigen Gleises betrug 53,862 kg/m, die Gleisweite, von Mitte zu Mitte der Schienenstränge gemessen, war 1,346[4]).

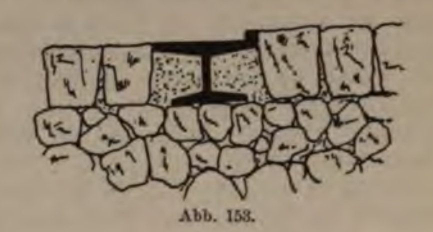


Abb. 153.



Abb. 154.

Etwas früher wie in Hannover, nämlich im Jahre 1892, war in Spanien zwischen Valencia und Grao eine 3 km lange Gleisanlage zustande gekommen[5]). Bis 1892 war dieser Weg bekiest, und seine Unterhaltungskosten betrugen bei einem täglichen Verkehr von 3200 Wagen im Jahre etwa 21 880 ℳ. Nach Ausführung des Stahlgleises verminderten sich diese auf 1520 ℳ. Die Gesamtkosten des Gleises hatten 38 000 ℳ betragen. Die Schienen haben während der 7 Jahre hres Bestehens eine Reparatur nicht bedurft. Von jedem das Gleis benützenden Fahrzeug wird ein Zoll von 3 ₰ erhoben.

Auch in Schlesien bestehen Strassengleise seit Juli 1899[6]). Die erste 1200 m lange Strecke im Dorfe Falkenau im Kreise Krottkau wurde zur Hälfte mit Gravenhorst'schen Zorèsschienen, zur Hälfte mit Stegschienen nach Rautenberg hergestellt. Ein Meter Gleis der ersten Art wog einschliesslich der Stoss-

---

1) Gravenhorst, Die Rippe der Strassengleise, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 237. Siehe ausserdem die schon angeführten Artikel: Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 533 und Deutsche Bauz. 1897, S. 146.

2) Deutsche Bauz. 1902, S. 271 rechts.

3) Deutsche Bauz. 1897, S. 151; Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1897, S. 533.

4) Siehe auch: Eine neue Form von Fuhrwerksschienen, Zeitschrft. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 146.

5) Konsularbericht in der Railroad Gazette 1899, p. 813.

6) Pusch, Strassengleise in Schlesien, Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 470.

verbindungen 34,376 kg, es kostete, frei Bahnwagen Falkenau, 5,75 ℳ, für Kosten der Beifuhr, des Ausbetonierens der Schienen, sowie des Verlegens erwuchsen noch 0,60 ℳ/m und für die über den Schienenflantschen erforderlichen Kleinpflastersteine (die Umpflasterung geschah in der Hauptsache mit Grosspflaster) nochmals 0,48 ℳ/m. Das Gleis aus Stegschienen mit Querverbindungen von 53,514 kg/m Gewicht kostete im Bahnhofe Falkenau 9,08 ℳ/m, das Verlegen der Schienen, wobei die Hohlräume neben denselben mit Steinbrocken ausgestampft wurden, 0,26 ℳ/m und das Biegen der Schienen 0,60 ℳ/m.

Die Einführung von Strassengleisen ist immer mit mancherlei Schwierigkeiten und Bedenken verbunden. Als misslich erweist es sich insbesondere, dass die verschiedenen Fuhrwerke keineswegs in den Spurweiten übereinstimmen; manche derselben, z. B. landwirtschaftliche Fuhrwerke, haben ein das gewöhnliche übersteigende Spurmass und bei vielen städtischen Fahrzeugen ist die Vorderachse kürzer wie die Hinterachse. Auch die Krümmungsverhältnisse der Strasse stehen im Zusammenhang mit der Gleisstrangbreite, weil die Bahnen der Vorder- und Hinterräder je nach der Grösse der Krümmungshalbmesser mehr oder weniger voneinander abweichen. Fraglich ist es auch, wie sich der Verkehr der Automobile auf der Spur gestaltet u. dgl. m. Im Zentralblatt der Bauverwaltung finden sich mehrere lehrreiche Besprechungen derartiger Punkte, auf die deshalb an dieser Stelle hingewiesen werden soll [1]). Neuere Erfahrungen mit Strassengleisen in Hannover sind aus dem Berichte von Nessenius [2]) zu entnehmen. Demnach bleibt jetzt die früher zuweilen angeordnete Bodenplatte der Zorès-Schiene Gravenhorst's weg und der Hohlraum dieser wird nicht mehr ausgemauert (Abb. 151), sondern mit Zementbéton ausgestampft (Abb. 152). Das Gewicht der Schiene ohne Kleineisenzeug betrug bei neueren Ausführungen zuweilen 16,9 kg/m und die Breite ihrer Rollfläche war 120 mm; die Verschiedenheit der auftretenden Spurweiten verlangt aber unter Umständen noch breitere Rollflächen. So wurde bei einem Gleis zwischen Mainz und Wiesbaden eine solche von 143,5 mm ausgeführt und in einem Projekt für Ostfriesland waren sogar 176 mm in Aussicht genommen worden, womit natürlich eine Vermehrung des Schienengewichtes Hand in Hand geht. Über die zweckmässigste Höhe und Form der Führungsrippe ist man noch nicht ganz im reinen. Die Verbindung der Schienen untereinander geschieht jetzt gewöhnlich bei der Trapezschiene mit Fusslaschen („Hakenlaschen") und mit gewöhnlichen Laschen bei den Stegschienen. Um einen besseren Anschluss von Grosspflastersteinen und Klinkern an die Gravenhorst'schen Schienen zu erzielen, hat man auch schon die Fussflantschen derselben weggelassen. Das Verlegen der Gleise ohne Anpflasterung ist bis jetzt nicht geglückt.

Im Jahre 1902 waren in der Provinz Hannover, abgesehen von einer alten 20 m langen Versuchsstrecke, 8889 m Gleis vorhanden, in der grösseren Mehrzahl mit trapezförmigen, im übrigen mit Stegschienen gebildet. In Grosspflaster verlegt waren 3324 m, in Klinkerpflaster 1790 m, und davon lagen 3214 m auf einer Klinkerflachschicht (Abb. 152) und 1900 m im unbefestigten Pflaster-

---

[1]) Gravenhorst: Strassengleis und Spurweite, Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 495, 568; Strassengleise, ebenda 1900, S. 113, 255; E. Dietrich: Strassengleis und Spurweite, ebenda 1898, S. 508; Gleise in Strassen, ebenda 1899, S. 531; 1900, S. 96, 196. Techow, Gleise in Strassen, ebenda 1899, S. 598. Kayser, Gleise in Landstrassen, ebenda 1900. S. 181, 255. Siehe auch eine kurze Mitteilung über Fuhrwerksschienen, ebenda 1904, S. 250.

[2]) Nessenius, Die Gestaltung der eisernen Gleise auf Landstrassen, Deutsche Bauz. 1902, S. 268, auch übernommen in die Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 432; Die Herstellung eiserner Strassengleise in Landstrassen, Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw., 1902, S. 151, 172; wiedergegeben in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 3, 17, 35.

sand; in Kleinpflaster waren 3705 m Gleis und 70 m versuchsweise in Steinschlagbahnen verlegt worden. Die damals in ganz Deutschland vorhandenen Gleisbahnen gibt Nessenius auf rund 85 km an mit der Bemerkung, dass sie alle das trapezförmige Profil oder die Stegschiene zeigen. Über die Anlagekosten sind Angaben von Gravenhorst in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1897, S. 533 zu finden, dann in den Abhandlungen von Nessenius und Pusch. Was die Unterhaltungskosten betrifft, so steht fest, dass sie sich für die Chaussee selbst ganz bedeutend vermindern, da diese fast nur noch beim Ausweichen der Fahrzeuge zur Benützung kommt und dass die Abnützung der Eisenkonstruktion sehr klein ausfällt.

Schliesslich sei noch darauf hingewiesen, dass ungefähr zu der Zeit, da Gravenhorst und Rautenberg in Deutschland die ersten Strassengleise neuerer Art ausführten, auch in Amerika Versuche mit derartigen Spuranlagen unter Verwendung verschiedenartiger Schienen gemacht wurden [1]).

B. Fuss-(Geh-)wege.

Bermen, Fusswege ausserhalb der Städte.

Die Bauweise der Fusswege ist sehr verschieden, je nachdem es sich um Strassen ausserhalb oder innerhalb der Städte handelt. Im ersteren Falle erhalten auch die Fusswege öfters keine besondere Befestigung, wenn nämlich die Erdmassen mit denen die Strasse aufgedämmt, oder in die dieselbe eingeschnitten wird, eine geeignete Mengung von Sand oder Kies mit lehmiger Erde darstellen, die bei trockener und nasser Witterung gleich gut begangen werden kann. Wenn dagegen das Füllmaterial oder der natürlich gelagerte Boden diese Eigenschaft nicht besitzt, so wird es nötig, oben auf die Fusswege eine 8—10 cm dicke Schichte aus feinem Kies oder Steingrus oder aus einer künstlichen Mengung der beschriebenen Art besonders aufzubringen und folglich dementsprechend die der Massenberechnung zugrunde zu legenden Querschnitte der Strasse im Auftrag kleiner, im Abtrag aber grösser zu nehmen als früher. Erhöhte Fusswege werden gegen die Fahrbahn hin mit einer Rasenböschung oder durch Randsteine begrenzt. Über letztere ist bei den städtischen Fusswegen S. 363 Näheres gesagt.

Fusswege städtischer Strassen.

Befestigungen so einfacher Art, wie sie vorstehend geschildert worden sind, kommen auch bei städtischen Strassen für Promenadewege u. dgl. zur Anwendung, öfters wird eine besondere Bettungsschichte aus gewalztem oder angestampftem Natursteingeschläg, Ziegelbrocken oder dergleichen eingebracht und darauf eine Schichte Sand, Kies oder Steingrus ausgebreitet und leicht abgewalzt. In der Regel aber müssen städtische Fusswege viel sorgfältiger befestigt werden

1. durch Pflasterung mit Natur-Steinen, und zwar in Form von Reihenpflaster, Mosaikpflaster oder Plattenpflaster;
2. durch Pflasterung mit Kunststeinen verschiedener Art;
3. durch Herstellung zusammenhängender Decklagen aus Asphalt oder Zementbeton [2]).

---

1) Siehe unter anderem: Scientific American, Suppl. Nr. 37, mitgeteilt in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1899, S. 113. An experimental steel trackway in New York, City, Engineering News 1902, II, p. 477, in Übersetzung in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 83. Bemerkungen in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 61.

2) Über das den Fusswegen zu gebende Quergefälle siehe S. 245.

Naturstein-Pflaster.

Für die Befestigung von Fusswegen durch Pflasterung mit Natursteinen gilt in der Hauptsache das bezüglich der Fahrbahnen schon Gesagte, nur dass die einzelnen Pflasterstücke, den geringeren Angriffen entsprechend, unterwinkelt und in kleineren Abmessungen zur Verwendung kommen können und nach geeigneter Zurichtung des Untergrundes, gewöhnlich nur in eine Sandschichte von einigen Zentimeter Höhe versetzt werden. Reihenpflaster kommt für Fusswege seltener zur Verwendung, gewöhnlich nur an den Hauseinfahrten. Zu ihm gehört auch das belgische sogenannte Platines-Pflaster aus Kohlensandstein, der in regelmässig bearbeiteten Stücken mit ebenen, quadratischen Köpfen von 10 und 12 cm Seitenlänge und etwa 10 cm Höhe verwendet wird.

Häufiger ist das Mosaikpflaster, das entweder aus zerschlagenen Geschiebestücken, deren ebene Bruchflächen nach oben verlegt sind, gewöhnlich aber mit Kleingeschläg von 5—6 cm Seitenlänge aus mässig harten Gesteinen, namentlich Kalkstein, hergestellt wird; öfters bildet man aus verschiedenfarbigen Steinen mit Zuhilfenahme von Lehren allerlei Muster. Die in Sand versetzten Stücke werden mit breitflächigen Handrammen behandelt und die Fugen zuweilen mit Zement eingeschlämmt. So widerstandsfähig das Mosaikpflaster an sich ist, so unterliegt es doch schneller Zerstörung, sobald einzelne Steine losgerissen wurden; allerdings lässt es sich auch leicht und billig wiederherstellen. Ausserdem ist zu rühmen, dass das Mosaikpflaster nicht glatt wird, dass es rasch abtrocknet und Frosteinwirkungen genügend widersteht.

Öfters kommen auch jetzt noch Natursteine, wie Granit, Kalk- und Sandsteine, sodann trachytisches Gestein in Plattenform zur Benützung, entweder mit quadratischen Grundflächen von 20—50 cm Seitenlänge oder als Rechtecke von viel bedeutenderen Abmessungen, bis zu 2 qm Inhalt; die Dicke dieser Platten wechselt je nach ihrer Grösse und je nachdem eine besondere Unterbettung vorhanden ist oder nicht, zwischen 5 und 15 cm; verlegt werden dieselben in Mörtel oder in eine mehrere Zentimeter hohe Sandschichte, während die Fugen zwischen den Platten mit Zementmörtel ausgegossen werden. Neuerdings werden öfters Stimmen laut gegen die Verwendung solcher Beläge, indem man geltend macht, dass die grossen Platten schwer zu handhaben sind und sich bei nicht ganz unnachgiebiger Unterlage leicht ungleich setzen, dass die Abnützung sich oft sehr ungleichmässig vollzieht und dass Platten aus Granit durch Glätte geradezu gefährlich werden können. Die Kosten für solche Plattenbeläge stellen sich jedenfalls hoch.

Kunststein-Pflaster.

Unter den künstlich hergestellten Pflasterstücken sind in erster Linie die aus gebranntem Ton bestehenden zu nennen. In Gegenden, wo Klinker zur Befestigung der Fahrbahnen dienen, werden dieselben auch bei den Fusswegen verwendet; während man sie aber in der Fahrbahn hochkantig versetzt, legt man sie in Fusswegen gewöhnlich auf ihre Breitseite und fasst sie nur beiderseits mit hochkantigen Reihen ein. Die hochkantige Stellung der Steine wird für die Fusswege nur dort beibehalten, wo stärkere Angriffe zu erwarten sind, also vor Hauseinfahrten u. dgl. m. Das Versetzen der flachliegenden Klinker erfolgt gewöhnlich in einer mehrere Zentimeter hohen Sandschichte, nachdem der Boden und nötigenfalls eine Bettungsschichte eingeebnet und künstlich gedichtet worden; die Fugen werden mit Sand eingeschlemmt und über den fertigen Fussweg wird eine 1 cm dicke Sandschichte ausgebreitet und so lange belassen, bis sie beim Reinigen allmählich verschwindet. Manchmal versetzt man die Klinker auch in Mörtel.

Häufiger als Klinkersteine kommen Platten aus reinem oder mit anderen Stoffen versetztem gebrannten Ton zur Verwendung. Sie erhalten gewöhnlich eine quadratische Form mit 15—25 cm Seitenlänge bei 3—5 cm Dicke, die obere Fläche bleibt glatt, wird gerippt oder erhält allerlei Figuren eingepresst. Unter den vielen Bezugsorten solcher Platten seien nur Grossbesselohe bei München, Mettlach, Degerloch bei Stuttgart, Neustadt in der Pfalz, Stettin, Charlottenburg genannt. Als stützende Unterlage für solche Platten dient, wenn der natürliche Boden nicht sehr fest und gleichmässig ist, eine Bettung aus Sand, Kies, eine Schichte in Sand oder Mörtel verlegter gewöhnlicher Backsteine, oder eine Betonlage. Das Versetzen der Platten geschieht in Reihen senkrecht oder schräg zur Strassenrichtung stets in Mörtel, die Fugen zwischen den Platten werden mit Zement vergossen. Für die Hauseinfahrten werden stärkere Platten hergestellt.

Schlackenplatten für Fusswege werden auf verschiedene Weise angefertigt; man giesst z. B. die flüssige Schlacke in Formen und sorgt für eine sehr langsame Abkühlung oder man formt die Platten aus einer Mengung von Ton und Schlackenpulver und brennt dieselben bis zur Sinterung. (Eisenklinker.) Die Abmessungen dieser Platten wechseln vielfach, über das Versetzen derselben gilt im wesentlichen das über die Tonplatten Gesagte. Hierher gehören endlich auch die Zement- oder Betonplatten aus einer passenden Mischung von Zement und gewaschenem grobkörnigen scharfen Sand oder sandhaltigem feinen, gleichmässigen Kies, die in Formen gegossen oder gepresst und deren Oberfläche zuweilen mit einer fetten Mischung glatt gerieben wird. Dieselben erhalten verschiedene Formen und in der Regel grössere Abmessungen wie Tonplatten, nämlich Seitenlängen von 25—80 cm bei einer Dicke von 4 bis 8 cm, zuweilen auch wechselnde Färbungen [1]). Es empfiehlt sich, sie nicht in Zement-, sondern in Kalkmörtel zu versetzen, weil die Platten alsdann beim Aufnehmen nicht so leicht beschädigt werden, manchmal werden sie auch in Sand versetzt und ihre Fugen mit Sand eingeschlämmt.

Zusammenhängende Decklagen.

Asphalt-Belag.

Wie unter „Asphaltstrassen" näher ausgeführt worden, kommen Gussasphalt-Decken als Belag für städtische Fusswege schon seit langer Zeit mit gutem Erfolge zur Verwendung. Statt der früher hierbei öfters aus Backsteinen gebildeten Bettung wird jetzt in der Regel eine Betonschicht von 5—15 cm Dicke ausgeführt, worüber auch schon früher bei Besprechung der Fahrbahnen aus Asphalt Näheres mitgeteilt wurde. Die Asphaltlage wird in einer Stärke von 1,5—2,5 cm in Guss hergestellt, indem man Asphaltmastix mit wenig Bitumen schmilzt, je nach dem Klima mit 40—60 % (dem Gewichte nach) feinem Kies von einigen Millimetern Korngrösse mischt, gründlich durcharbeitet, diese Masse mit eisernen Löffeln auf die Betonlage bringt, ausbreitet, ebnet und schliesslich unter Aufgeben von feinem Sand mittels Reibbrettern abreibt. Seltener kommen Fusswege in Stampfasphalt vor, und in der Tat entspricht Gussasphalt den auf die Fusswege stattfindenden Angriffen sehr wohl, wenn das Mischungsverhältnis von Asphalt und Kies richtig gewählt wurde und die Ausführung auf einer Betonunterlage sachgemäss erfolgte. Die Kosten eines Gussasphalt-Belags bei 10 cm starker Betonschichte und 2,5 cm dicker Asphaltlage stellen sich im Durchschnitt auf 5 ℳ/qm. Auf sehr belebten Fusswegen und an den Haus-

[1]) Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, 3. Auflage, Berlin 1905, S. 324. In Amerika kommen übrigens auch Platten von grösseren Abmessungen vor.

einfahrten kommen auch gestampfte Decken vor, die etwas stärkere Betonunterlagen erhalten müssen. Im übrigen lässt sich für diese noch geltend machen, dass die Ausbesserungsarbeiten mit weniger Belästigung für die Umgebung ausführbar sind. Versuche, Fusswege mit gepressten Asphalt-Platten zu belegen, sind gut ausgefallen [1]).

Zement-Belag.

Das früher beschriebene Verfahren, die dem Fuhrwerksverkehr dienende Strassenbahn zu zementieren, findet insbesondere auch Anwendung auf die Fusswege, indem man auf den genügend sicheren, geebneten Untergrund eine mindestens 10 cm dicke Schicht mageren Betons (auf 1 Raumteil Zement 8—10 Teile Sand und gereinigten Kies oder Steinschlag) anstampft und auf dieselbe noch vor ihrer Erhärtung eine Decklage von 2—3 cm Höhe (1 Teil Zement auf 1 Teil Sand) aufwalzt. Um Risse in der zusammenhängenden Betonschicht zu vermeiden, teilt man dieselbe in Streifen von nicht über 2 m Breite, durch senkrecht zur Strassenlinie gerichtete Fugen, die man durch Einlagen aus hochkantig gestellten Dachpappen, Holzleisten oder Blechstreifen [2]) bildet, welch' letztere aber zweckmässig vor Erhärtung des Zements herausgenommen und durch Asphaltguss ersetzt werden. Zuweilen stellt man nach der Angabe des Stadtbaumeisters Lemcke in Bonn Felder von entsprechender Grösse her durch Umrahmung aus einzelnen Betonplatten von der Höhe der beiden zusammengehörigen Betonlagen und betoniert die so abgegrenzten Räume in der oben beschriebenen Weise aus. Nach Abbinden des Zements wird eine Sandschicht aufgebracht, die mehrere Tage lang angenässt auf der Zementlage belassen wird. Erst danach kann der Fussweg der Benützung übergeben werden. Der Preis beträgt etwa 3—3,5 ℳ/qm.

In neuester Zeit findet auch die Monier-Bauweise für Fusswege Anwendung, indem das Drahtgeflecht an Ort und Stelle einbetoniert wird. Dieselbe gestattet ebenfalls eine passende Zerlegung der Gesamtfläche in kleinere Teile und eine wesentliche Verminderung der für die Betonlage zu wählenden Stärke. Erfahrungen damit sind jedoch noch abzuwarten.

Rücksichten bei Wahl der Fussweg-Beläge.

Die Entscheidung für die eine oder andere Fusswegkonstruktion erfolgt nach sehr verschiedenen Gesichtspunkten. Vor allem ist die Forderung zu stellen, dass der Fussweg eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen die äusseren Angriffe und demnach eine befriedigende Dauerhaftigkeit besitzen soll, wozu neben einer unnachgiebigen Bettung ein gewisses Mass von Druckfestigkeit und Abschleifungswiderstand der Decklage gehört. Ausserdem ist zu verlangen, dass der Belag ein angenehmes Gehen bei jeder Witterung gestattet. In dieser Hinsicht bestehen mancherlei Unterschiede zwischen den verschiedenen Belagsarten. Bei gutem Wetter lassen sie zwar alle wenig zu wünschen übrig, abgesehen vielleicht von manchen Schlackenplatten, die unter den Verkehrseinwirkungen merklich glatt werden; auch bei nebliger Witterung oder Schneefall verhalten sich die meisten ziemlich gleich, insoferne sie dabei alle unangenehm schlüpfrig werden; Granit und Zement geben in dieser Hinsicht besondere Veranlassung zu Klagen. Der Umstand, dass bei sehr durchlässigem Untergrund jene Beläge besonders schnell trocknen, die selbst ein grösseres Mass von Durchlässigkeit für Regenwasser besitzen, wird zuweilen angenehm empfunden; im allgemeinen jedoch ist zu verlangen, dass die Fusswegdecken eine rasche und vollständige Oberflächen-Entwässerung ermög-

---

1) Siehe z. B. Frangenheim, Guss- oder Stampfasphaltbelag auf städtischen Bürgersteigen, Deutsche Bauzeitung 1886, S. 391.

2) Osthoff, Zement-Fusswege, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1888, S. 80.

lichen, damit Bewegungen der Decklage infolge Erweichung des Untergrundes und beim Gefrieren oder Auftauen desselben ausgeschlossen sind. Aus anderen Gründen ist unter Umständen eine gewisse Durchlässigkeit der Beläge für die Fusswege erwünscht und notwendig. Wie nämlich schon bei Besprechung der erforderlichen Fusswegbreite erwähnt worden, sieht man sich neuerdings veranlasst, einen Teil der Versorgungsnetze von der Fahrbahn weg in die Fusswege zu verlegen und zur Gewinnung des hierzu erforderlichen Raumes die sonst übliche Breite derselben zu vergrössern. Da nun die Gasrohre niemals dicht schliessen, auch Beschädigungen an Gas- und Wasserleitungen vorkommen können, so wäre zu befürchten, dass bei vollkommen dichtem Belage der Fusswege das unter denselben sich ansammelnde Gas oder Wasser seinen Weg nach den Häusern fände. In Berlin wurde deshalb im Jahre 1882 eine Verordnung erlassen, nach der die Herstellung eines undurchlässigen Belags auf die ganze Fusswegbreite untersagt und verlangt wurde, dass wenigstens ein Streifen von 0,5 m Breite mit durchlässiger Pflasterung zu versehen sei; leider werden die Fugen solcher Pflasterungen im Laufe der Zeit immer undurchlässiger. Bezüglich anderer Vorkehrungen zur Ableitung ausgeströmten Gases und zur Revision von Gasröhren, die unter Betonschichten in Fahrbahnen oder Fusswegen liegen, mag hier nur noch auf Röhrenstücke von 25—30 mm Weite hingewiesen werden, die man, von der Rohrleitung bis zur Strassenoberfläche reichend, in mässigen Abständen voneinander, öfters lotrecht einsetzt und mit feinem Kies ausfüllt. Aber auch sie werden durch eingedrungenen Strassenschmutz nur zu bald verstopft und in ihrer Wirkung beeinträchtigt. Zur Verbesserung dieses Missstandes hat man in Mainz die Gasrohrstränge an allen Stellen, wo Revisionsrohre angebracht werden sollen (in Abständen von 15 m) mit grobem Kies überschüttet, die aus den Kieshaufen aufsteigenden Röhrenstücke nach Fugen der Fussweg-Randsteine geführt und ihr wagrecht abgebogenes, oberes Ende, 5 cm unter der Oberfläche der Randsteine ausmünden lassen[1]).

Die Verlegung von Rohrsträngen und Kabelleitungen unter die Fusswege macht auch eine Konstruktion derselben erwünscht, bei welcher Aufbrüche zum Zwecke der Verlegung oder Ausbesserung der Leitungen mit tunlichst geringen Schwierigkeiten verbunden sind, und nicht in letzter Linie fallen die Kosten der Ausführung bei der Wahl der Fussweg-Konstruktion in die Wagschale[2]).

C. Sommer-, Reit-, Radfahrer- und Selbstfahrerwege.

Sommerwege lassen sich in einfacher Weise herstellen; sie erhalten entweder keine besondere Befestigung, wenn sie an sich schon die erforderliche Beschaffenheit haben, oder es genügt, sie aus Kies oder Sand, unter Umständen auch durch Aufbringen bindender Erdarten zu befestigen.

Was die Reitwege betrifft, so fällt es schwer, die für sie geforderte, etwas nachgiebige Decke zu bilden, ohne dabei Veranlassung zu starker Staub- und Schlammbildung zu geben. Als zweckmässig gilt es, eine gute Drainierung des Untergrundes vorausgesetzt, eine von Zeit zu Zeit zu erneuernde Decklage aus Sägmehl und Gerberlohe, die die Eigenschaft besitzt, Wasser anzusaugen und längere Zeit festzuhalten, auf eine Unterlagschichte aus Steingeschläg oder dergleichen zu verwenden. Bei Reitwegen ausserhalb der Stadt kann man sich auch mit einer Befestigung aus Kies und Sand begnügen.

---

[1]) Mainzer Strassenpflaster, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 37.

[2]) Siehe über Berliner Verhältnisse: Zur Frage der zweckmässigsten Bürgersteig-Abdeckung für Berlin von Pinkenburg, Deutsche Bauzeitung 1886, S. 310.

Auch für die Radfahrer besonders angelegte Strassenstreifen sollen unter allen Witterungsverhältnissen genügende Festigkeit und Glätte besitzen. Im Innern der Städte kommen im allgemeinen die auch bei Fusswegen üblichen Beläge zur Anwendung, auf Landstrassen pflegt man eine Schichte von 10 bis 15 cm Stärke aus Kleingeschläg und feinem Kies oder Sand von etwa 5 cm Höhe, zuweilen auch Kohlenschlacke und Kohlenasche einzuwalzen.

Bezüglich der Selbstfahrer (Motorwagen) ist endlich zu bemerken, dass sich bei ihnen das Fehlen der Zugtiere in doppelter Weise fühlbar macht, indem die immerhin beträchtlichen Angriffe, die von den Hufen der Tiere ausgehen, wie auch die starke Verunreinigung der Strassen durch die tierischen Auswurfstoffe gänzlich entfallen. Bei Selbstfahrern mit eisernen Radreifen für den Lastenverkehr ist natürlich darauf zu sehen, dass die Felgenbreite im richtigen Verhältnis zu der gewöhnlich beträchtlichen Achsenbelastung steht.

Übermässige Steigungen in bestehenden Strassen werden beim Selbstfahrer-Verkehr besonders unangenehm empfunden und sind gerade in dieser Hinsicht nach Tunlichkeit zu beseitigen, auch die Befestigung der von Selbstfahrern benützten Strassen, wie ihre Reinhaltung verlangt mehr als gewöhnliche Sorgfalt; in dem Masse als diese Fahrzeuge an Zahl zunehmen und der durch sie veranlasste Missstand der Staubaufwirbelung immer unerträglicher wird, muss besonders widerstandsfähiges Steinmaterial zur Decklage der Chausseen verwendet werden und schliesslich sind Mittel zur Bindung des Staubes in Anwendung zu bringen. Siehe deshalb auch bezüglich der Staubbeseitigung bei „Unterhaltung der Strassen“. Eine Überhöhung des äusseren Strassenrandes gekrümmter Strassenstrecken ist sehr erwünscht.

Da die Verwendung der neuen Fahrzeuge voraussichtlich immer mehr zunehmen wird, muss auch unter Umständen an die Herstellung besonderer Wege für sie gedacht werden, um deren schnelle, ungehinderte Fahrt zu ermöglichen.

D. Strassenkreuzungen, Seitenfahrten u. dgl.

Überfahrten.

Überkreuzungen von Landstrassen in gleicher Höhe, sogenannte Überfahrten, erfolgen bei unveränderter Breite derselben am besten unter rechtem Winkel zueinander, auch ist es erwünscht, dass beide Strassen von der Kreuzungsstelle aus noch ein Stück weit gerade verlaufen; die Halbmesser der sich anschliessenden, bogenförmigen Strecken müssen selbstverständlich den die Krümmungen überhaupt betreffenden Bestimmungen entsprechen. Gleiches gilt für die Steigungsverhältnisse am Kreuzungsplatze, nur ist zu bemerken, dass daselbst wagrechte Strecken im allgemeinen als erwünscht bezeichnet werden können. Was den Oberbau des Kreuzungsplatzes betrifft, so ist die Fahrbahnkonstruktion der wichtigeren von den beiden sich begegnenden Strassen massgebend, während die Fusswege selbstverständlich unterbrochen und nur bis zum gegenseitigen Schnitt zusammengeführt werden. Endlich ist darauf zu sehen, dass sich in den durch die Kreuzung gebildeten Ecken nicht Wasser ansammelt und sind dortselbst nötigenfalls Durchlässe oder sonstige Entwässerungsanlagen auszuführen. Viel einfacher liegt die Sache für untergeordnete, mit Strassen kreuzende Wege; dieselben werden häufig sehr scharfe Krümmungen und starke Steigungen vom Kreuzungsplatze weg erhalten müssen und es ist nur darauf zu sehen, dass die ursprünglichen Verhältnisse solcher Wege durch die Kreuzung keine wesentliche Verschlechterung erleiden. Auch die Fusswege der Strasse werden in diesen Fällen gewöhnlich nicht unterbrochen, sondern es wird der in der Regel sehr einfache Oberbau des Nebenweges an ihren Rand angeschlossen.

Seitenfahrten.

Ähnliches wie für Überfahrten gilt auch für die sogenannten Seitenfahrten (Auf- und Abfahrten), d. h. jene Anlagen, durch die bestehende untergeordnete Wege oder auch Grundstücke an eine Strasse angeschlossen werden sollen. Starke Steigungen sind hier jedenfalls zulässig; bei Vorhandensein von Strassengräben sind Überbrückungen derselben auszuführen. Um zu sparen, wird man suchen, für mehrere Grundstücke nur eine Auffahrt anzuordnen und zuweilen veranlasst sein, neben der Strasse streckenweise Parallelwege anzulegen.

Städtische Strassen, die sich in gleicher Höhe treffen, sind in der Regel nach Grund- und Aufriss festgegeben und es gestaltet sich die Anlage meist ziemlich einfach. Misslich ist es, wenn eine der sich kreuzenden Strassen am Treffpunkte stark geneigt ist; dann muss ihre Steigung im Bereiche des Kreuzungsplatzes mindestens gebrochen und die ungleiche Höhenlage der Fusswege auf kurze Strecken hin ausgeglichen werden. Besser ist es freilich, wenn der beiden Strassen gemeinschaftliche Platz in die Horizontale gelegt werden kann. Vom Oberbau solcher Plätze war schon gelegentlich die Rede, desgleichen von der Wasserableitung daselbst, dagegen ist hier noch ein besonderer Umstand zur Sprache zu bringen.

Die Ecken der Fusswege sich treffender städtischer Strassen werden nämlich öfters abgerundet, um die Bewegung der abzweigenden Fahrzeuge zu erleichtern und dies führt alsdann, um den durch die Abrundung verlorenen Raum wieder zu gewinnen und auch um den Zusammenstoss von Fussgängern an der Ecke zu verhüten, zu einer Abschrägung der Häuserkanten.

Die Frage, in welchen Fällen eine solche Abkantung vorgenommen werden solle und welche Breite der Kantungsflächen zu empfehlen sei, lässt sich im allgemeinen schwer entscheiden. Fasst man die Lösung der Frage lediglich im Hinblick auf den Fuhrwerksverkehr ins Auge, so lässt sich dartun, dass der Winkel, unter dem sich die beiden Strassen schneiden und deren Breite in Betracht kommt, desgl. die Grösse des Halbmessers für den Bogen, der zur Verbindung der kreuzenden Strassenachsen gedacht werden muss, und man kann die Abschrägungsbreite berechnen und auch zeigen, bei welchen Strassenbreiten dieselbe den Wert Null annimmt. Eine solche, nur mit Rücksicht auf den Verkehr geführte Untersuchung, die übrigens nicht einmal erschöpfend wäre, indem sie weder die Stärke des Verkehrs noch die Hauptrichtung desselben in Betracht zieht, müsste als eine einseitige bezeichnet werden. Eine ganz andere Frage ist es, ob die in der beschriebenen, oder in ähnlicher Weise festgestellten Abkantungen auch vom Architekten gebilligt werden können, ob durch etwaige Feststellung derselben nicht die künstlerische Ausgestaltung der Gebäude und ihr Eindruck auf den Beschauer beeinträchtigt, oder auch eine zweckmässige Grundrissanlage erschwert werde. Abgeschrägte Ecken sind im allgemeinen architektonisch schwerer zu behandeln als scharfe, und die Abschrägung muss im richtigen Verhältnisse zur Häuserhöhe stehen. Auch ist nicht zu übersehen, dass für kleine Eckbauplätze schon mässig grosse Abschrägungen störend wirken können, umgekehrt aber bei spitzwinkligen Ecken stärkere Abkantungen auch dem Architekten erwünscht sein werden. U. dgl. m.

Es ist nicht beabsichtigt, hier näher auf die berührte Angelegenheit einzugehen; es sei nur auf einschlägige Äusserungen im Wochenblatt für Baukunde 1887 Nr. 6, bezw. Nr. 29, sodann in der Deutschen Bauzeitung 1889, S. 199 verwiesen und es mögen die bemerkenswerten diesbezüglichen Vorschläge des Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Vereins aus dem Jahre 1889 angeführt werden[1]):

---

[1]) Deutsche Bauzeitung 1889, S. 94.

1. Die Frage der Abschrägung der Strassenecken lässt sich nicht allgemein durch Regeln und Vorschriften lösen; sie muss vielmehr von Fall zu Fall behandelt werden.

2. Wo nicht Verkehrsrücksichten vorliegen, sollte aus architektonischen Gründen, d. h. im Interesse der äusseren Erscheinung und der inneren Gestaltung des Hauses, von der Abschrägung abgesehen werden.

3. Dem Bauenden soll, wie in anderen grossen Städten, z. B. Berlin, gestattet werden, seinerseits die Ecken abzuschrägen oder abzurunden, wenn er die nicht bebaute Grundfläche kostenfrei an die Stadt abtritt.

4. Im allgemeinen dürfte durch die Verkehrsverhältnisse eine Abschrägung nur für Strassen unter 15 m Breite notwendig sein, dagegen empfiehlt es sich, bei grösseren Verkehrsmittelpunkten anstatt der Abschrägungen Plätze anzuordnen.

5. Die Grenze bezüglich des Winkels, bis zu welcher die Abschrägung der Ecken grundsätzlich durchgeführt werden soll, sollte nicht auf 90° festgestellt werden, vielmehr auch bei Ecken von kleinerem Winkel, d. h. bis etwa 75° zulässig bleiben.

6. Bei Strassen mit Vorgärten ist die Breite zwischen den Häuserfluchten, und nicht die sogenannte Strassenbreite in Rechnung zu ziehen.

Schliesslich sei bemerkt, dass die vom Magistrat und der Stadtverordneten-Versammlung in Frankfurt a. M. für die zukünftige Aufstellung der städtischen Fluchtlinien-Pläne bestimmten, die Eckabschrägungen betreffenden Regeln in der deutschen Bauzeitung 1890, S. 20 zu ersehen sind.

II. Gütebestimmungen der Strassen-Materialien.

Unter I. „Bauweise der Strassen" war von den erforderlichen Eigenschaften der Strassenmaterialien die Rede und es wurden insbesondere Druckfestigkeit, Härte und Zähigkeit genannt, sodann Wetterbeständigkeit und Politurfähigkeit, letztere insoferne, als sie einen Massstab für die Neigung des Materials, unter den Betriebseinwirkungen glatt zu werden, liefert. Die Kenntnis dieser Eigenschaften, die vor allem zur Beurteilung der Brauchbarkeit eines Materials erforderlich ist, wird in sehr befriedigender Weise durch die mit allen Hilfsmitteln ausgestatteten Materialprüfungsanstalten vermittelt. Weniger leicht ist ein Urteil über das Gesamtverhalten eines Materials unter bestimmten äusseren Umständen, bezw. seinen eigentlichen Wert als Strassenmaterial zu gewinnen. Hierzu geht man zuweilen in der Art vor, dass man das fragliche Material künstlich hervorgerufenen Angriffen aussetzt, die den in Wirklichkeit auftretenden möglichst nahe kommen, und sein Verhalten hierbei mit dem eines schon erprobten Materials vergleicht. Sicherer aber, wenn auch mit grösserem Zeitaufwande, gelangt man zum Ziele, wenn man die wirklichen Angriffe benützt, indem man das zu erprobende Material in einer Versuchsstrecke einbaut und sein Verhalten während der Benützung genau beobachtet.

a) Untersuchung der Materialien in Prüfungsanstalten.

1. Bestimmung einzelner Eigenschaften in der üblichen Weise.

Druckfestigkeit.

Bezüglich der zur Untersuchung der Druckfestigkeit in der Regel benützten Vorrichtungen wird auf die einschlägigen Schriftwerke[1]), namentlich auf die Veröffentlichungen der Prüfungsanstalten verwiesen. Von den gewonnenen Festigkeitsziffern sind eine grosse Anzahl in den folgenden Tabellen aufgenommen worden. Beim Vergleiche derselben ist Vorsicht geboten, weil die Ergebnisse der Prüfung auf Druckfestigkeit wesentlich von Form und Grösse der Probekörper abhängen, und auch die Einrichtung der Prüfungsmaschinen, namentlich die Lagerung des Probekörpers in der Maschine nicht ohne Einfluss ist[2]).

---

1) Rudeloff, Hilfsmittel u. Verfahren d. Materialprüfung, Handbuch d. Ingenieur-Wissenschaften, IV. Bd., XVII. Kap., Leipzig 1889.

2) Siehe deshalb u. a.: Mitt. aus d. mech.-techn. Laborat. der kgl. technischen Hochschule zu München, Heft 11 u. 18; Mitt. aus den k. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1883,

Von älteren, hier einschlägigen Arbeiten seien die immer noch beachtenswerten, schon vor 1860 von Bokelberg angestellten Versuche über Druckfestigkeit von Strassenmaterialien gleich hier angeführt, die Aufnahme in die hannoversche technische Anweisung zum Bau der Kunststrassen gefunden haben.

Bokelberg erhob damals die Druckfestigkeit geschliffener Würfel von 1—8 Kubikzoll Inhalt und nahm den zehnten Teil davon als zulässige Belastung für das Kleingeschläg der betreffenden Gesteine an. Die von ihm auf solche Weise festgestellten und nach Abrundung in Tabelle 69 aufgenommenen Werte der Tragkraft sind aus dem Handbuche der Baukunde[1]) entnommen.

Tabelle 69.

Tragkraft des Kleingeschlägs verschiedener Gesteinsarten, mit der Korngrösse wechselnd, nach Bokelberg.

Gesteinsart	Grösse der regelmässig gestaltet gedachten Steinbrocken				
	cm 2,9 · qcm 8,4 · ccm 25	cm 3,7 · qcm 13,7 · ccm 50	cm 4,4 · qcm 19,4 · ccm 85	cm 5,4 · qcm 26,0 · ccm 130	cm 5,8 · qcm 36,6 · ccm 200
	kg	kg	kg	kg	kg
Quarzfels	1050	1640	2360	3220	4200
Gabbro	800	1250	1800	2450	3200
Grünstein	700	1100	1580	2140	2800
Einige Quarzgesteine	500	780	1100	1530	2000
Basalt	600— 950	940—1480	1350—2140	1840—2910	2400—3800
Granit, Syenit, Gneis	500—1000	780—1560	1125—2250	1530—3060	2000—4000
Grauwacke	450— 750	700—1170	1010—1680	1330—2300	1800—3000
Kalkstein aus verschiedenen Formationen	150— 850	230—1330	340—1910	460—2600	600—3400
Muschelkalk verschiedener Fundorte	200— 600	300— 940	450—1350	610—1840	800—2400
Keuper u. Keupersandstein	150— 800	240—1250	340—1800	460—2450	600—3200
Kohlensandstein	450	700	1000	1380	1800
Deistersandstein	150— 700	240—1090	340—1580	460—2150	600—2800
Buntsandstein	150— 550	240— 860	340—1240	460—1690	600—2200
Andere Sandsteine	50— 300	80— 470	110— 680	150— 920	200—1200
Dolomit	150— 400	280— 620	340— 900	460—2120	600—1600
Oldenburger Klinker	400	620	900	1220	1600
Klinker aus anderen Gegenden	150— 400	230— 630	340— 900	450—1220	600—1600
Gewöhnliche Ziegel	50— 150	80— 240	110— 340	150— 450	200— 600

Härte, Zähigkeit, Abnützbarkeit.

Die Druckfestigkeit kommt für jene Materialien, die zur Bildung des Fahrbahnkörpers dienen sollen, wegen der bedeutenden, von den Rädern der Lastwagen ausgeübten Pressungen vor allem in Betracht. Neben ihr ist aber auch die Härte des Materials nicht ohne Bedeutung, ja sie tritt in den Vordergrund, wenn es sich um Fussweg-Beläge handelt, weil diese nicht sowohl starken Drucken, als vielmehr Angriffen schleifender und wetzender Art ausgesetzt sind.

Misslich hierbei erscheint es zunächst, dass keine der sonst üblichen Verfahrungsweisen zur Bestimmung des Härtegrades in befriedigender Weise zur Anwendung gebracht werden kann. Auch das gewöhnliche Verfahren der Mineralogen, mit dem zu untersuchenden Körper und anderen, ein für allemal in eine Reihe

---

Heft 1 und 2. Bauschinger, Beschlüsse der Konferenzen zu München, Dresden, Berlin und Wien über einheitliche Untersuchungs-Methoden, München 1893, bei Th. Ackermann. Über den Einfluss der Körperform auf die Ergebnisse von Druckversuchen von Martens, Mitteil. aus den k. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1896, S. 133.

[1]) Nessenius, Der Strassenbau, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 128. Siehe auch Kaven, Der Wegbau, S. 377.

(Moh s'sche Skala)[1]) gestellten Körpern Ritzversuche zu machen und den Versuchskörper als zwischen jene zwei Glieder der Reihe gehörig anzusehen, deren eines er an Härte übertrifft, während er selbst von dem anderen geritzt wird, ist wenig geeignet, denn es ist nicht empfindlich genug und überhaupt nicht anwendbar bei allen, aus verschieden harten Bestandteilen zusammengesetzten Gesteinen.

Beachtet man aber, dass die geforderte Widerstandsfähigkeit der Strassenbaumaterialien gegen die verschiedenartigen reibenden, wetzenden und stossenden Angriffe keineswegs immer in ihrem Härtegrade begründet liegt, sondern dass dabei auch ihre Zähigkeit in Frage kommt, so dass weichere und zähere Körper oft eine geringere Abnützung aufweisen, als härtere und sprödere, so erscheint es zweckentsprechend, mit Bauschinger[2]) neben der Druckfestigkeit der Strassen-Baumaterialien vor allem ihre Abnützbarkeit in Betracht zu ziehen und dieselbe ziffermässig durch den Verlust an Gewicht oder Volumen zu bestimmen, den der Versuchskörper unter bestimmten, immer wieder herstellbaren Umständen erleidet[3]).

Auf der Weltausstellung zu Paris im Jahre 1878 war eine Vorrichtung zur Untersuchung von Pflastermaterial zu sehen, welche von der dortigen städtischen Bauverwaltung schon seit längerer Zeit benutzt worden war. Diese Vorrichtung[4]) bestand aus einem um eine lotrechte Achse drehbaren Mühlstein, gegen den in feststehenden Rahmen befindliche Würfel von oben mittels Hebel und Gewichten angepresst wurden, so dass sie durch den unter ihnen sich drehenden Mühlstein eine Abnützung erlitten. Einer der Würfel war aus dem zur Vergleichung dienenden Normalstein hergestellt, der andere aus dem zu prüfenden Material. Die Gewichtsminderungen beider Würfel, die sich nach einer bestimmten Zahl von Umdrehungen des Mühlsteins ergeben hatten, wurden gegenseitig ins Verhältnis gesetzt.

Eine verbesserte Vorrichtung derselben Art verwendete Bauschinger seit dem Jahre 1879 zur Ausführung seiner Versuche über die Abnützung der Strassenbaumaterialien. Um nämlich die an verschiedenen Orten ausgeführten Versuche sicherer miteinander vergleichen zu können, und sich unabhängig von der Abnützung und der infolgedessen wiederholt erforderlichen Neuschärfung des Mühlsteins zu machen, ersetzte er denselben durch eine gusseiserne Scheibe, auf die eine besondere Sorte Smirgel gestreut wird, der zwischen der Scheibenoberfläche und dem darauf liegenden Würfel hindurchgehend, dessen Abnützung bewirkt. Eine Beschreibung dieser auch in anderen Prüfungsanstalten verwendeten Vorrichtung, sowie der Voruntersuchungen über die zweckmässigste Feinheit des Smirgels, die Art und Weise, wie derselbe auf die Scheibe zu bringen sei, über die Menge, in der dieses zu geschehen habe, und den Druck, mit dem die Probestücke gegen die Scheibe anzudrücken seien, endlich über den Einfluss, den die Grösse der der Abnützung unterliegenden Fläche des Probekörpers äussere, finden sich in dem oben erwähnten 11. Hefte der „Mitteilungen etc.". Bezüglich des Ergebnisses dieser Voruntersuchungen sei nur erwähnt, dass Naxos-Smirgel Nr. 3 als geeignetste Sorte befunden und ausserdem nachgewiesen wurde, dass sowohl die Grösse der Reibungsfläche, wie auch die der Pressung zwischen Scheibe und Probekörper innerhalb gewisser Grenzen fast ohne Einfluss auf die Grösse der Abnützung bleibe.

[1]) Die Mohs'sche Härteskala lautet: 1. Talk, 2. Gips oder Steinsalz, 3. Kalkspat, 4. Flussspat, 5. Apatit, 6. Feldspat, 7. Quarz, 8. Topas, 9. Saphir oder Smirgel, 10. Diamant.

[2]) Bauschinger, Mitt. aus dem mech.-techn. Laborat. d. k. technischen Hochschule zu München, [illegible] Heft [illegible] Versuche über die Abnützbarkeit und Druckfestigkeit von Pflaster- und Schottermaterialien.

[3]) [illegible] in solcher Weise hergestellten [illegible] Verhältnissen nicht [illegible] von Rädern und Hufen [illegible]

[4]) [illegible]

Neben der Bauschinger'schen Vorrichtung sind im Laufe der Zeit zu dem gleichen Zweck auch noch andere Vorrichtungen zur Anwendung gekommen, so z. B. die von Dorry (Tonindustrie-Zeitung 1896, S. 240) und die von Martens (Mitteilungen aus den k. technischen Versuchsanstalten zu Berlin, 1886, S. 3). Eine besondere Vorrichtung zur Ausführung von „Schleif- oder Abnützungsproben" verwendet J. A. van der Kloes an der polytechnischen Schule zu Delft („Baumaterialienkunde" 1901, VI. Jahrgang, S. 10).

Wasseraufnahmefähigkeit, Wetterbeständigkeit, Glätte.

Es ist ausserdem wichtig zu wissen, wie sich das allen Witterungsverhältnissen ausgesetzte Strassenbaumaterial diesen gegenüber verhält, wieviel Wasser es aufzunehmen vermag und inwieweit dabei seine Druckfestigkeit und Abnützbarkeit verändert wird. Deshalb pflegt man dasselbe künstlich zu trocknen und zu wiegen, sodann längere Zeit in Wasser zu legen und nach eingetretener Sättigung die Menge des aufgenommenen Wassers durch abermalige Gewichtsbestimmung festzustellen. Daneben wird die Druckfestigkeit und die Abnützbarkeit des durchnässten Materials erhoben und mit den entsprechenden, im trockenen Zustande gefundenen Grössen in Vergleich gesetzt.

In naher Beziehung damit steht die Wetterbeständigkeit, bezw. die Frostbeständigkeit, die man zurzeit allein ins Auge zu fassen pflegt. Mit Berücksichtigung des Umstandes, dass der Frost einerseits auf Zerbröckelung des Materials und anderseits auf Abminderung seiner ursprünglichen Druckfestigkeit hinwirkt, hat man im Laufe der Zeit sehr verschiedene Verfahrungsweisen zur Prüfung der Gesteine auf ihre Frostbeständigkeit angewendet, worüber näherer Aufschluss aus den Veröffentlichungen der Prüfungsanstalten zu erholen ist; auch sei an dieser Stelle auf die unter Nr. 4 angeführten Bestrebungen zur Einführung einheitlicher Prüfungsmethoden hingewiesen.

Um endlich die Neigung der Strassenbaumaterialien, unter den Einwirkungen der Verkehrslasten glatt zu werden, festzustellen, wird zuweilen die Politurfähigkeit derselben durch Versuche bestimmt.

Im Anschlusse hieran sollen nun die Ergebnisse von Versuchen nach den verschiedenen, besprochenen Richtungen zusammengestellt werden.

Im 11. Hefte seiner „Mitteilungen" S. 15—35 verzeichnet Bauschinger die Ergebnisse aller von ihm bis 1884 ausgeführten Abnützungs-Versuche, und zwar stets den Mittelwert aus drei Bestimmungen der Abnützung, die als Gewichtsverluste, hervorgebracht durch je 200 Umdrehungen der Scheibe sich ergaben, wobei für je 10 Umdrehungen 20 g Smirgel aufgestreut und wieder abgestrichen worden waren. In diesem Verzeichnisse finden sich insbesondere Angaben über das Material und die Probestücke, über Fund- oder Herstellungsort derselben und das spezifische Gewicht, über die erhobene Abnützung nach Gewicht und Rauminhalt für den wirklich eingehaltenen Schleifkreishalbmesser, d. h. die Entfernung, in welcher der Schwerpunkt des Probestückes vom Scheibenmittelpunkte lag, wie auch zurückgeführt auf einen Halbmesser von 49 cm[1]), endlich über die Druckfestigkeit des Materials in kg/qcm. Die Grösst- und Kleinstwerte für Gewicht, Abnützung und Druckfestigkeit aus Bauschinger's Tabelle sind in der nachfolgenden Tabelle 70 zusammengestellt; weggelassen sind die badischen Gesteine, die in die Tabelle 71 aufgenommen sind.

[1]) Die Zurückführung der bei einem Schleifkreis-Halbmesser von r Centimeter beobachteten Abnützung A auf den Normalhalbmesser von 49 cm berechnet Bauschinger bei Trockenschleifen aus der Formel

$$A_0 = A \cdot \frac{49^2 + 2000}{r^2 + 2000} = A \cdot \frac{4400}{r^2 + 2000}$$

bei Nassschleifen aus der Formel

$$A_0' = A' \cdot \frac{49^2 + 7400}{r^2 + 7400} = A' \cdot \frac{9800}{r^2 + 7400}.$$

Tabelle 70.

Versuchsergebnisse aus dem Mechanisch-techn. Laboratorium der kgl. Technischen Hochschule zu München.

Material und Bezugsort	Spezifisches Gewicht		Abnützung für 200 Umdrehungen der Scheibe und für den Schleifkreis-Halbmesser r = 49 cm					Druckfestigkeit kg qcm	
			trocken oder nass	nach Gewicht in g		nach Inhalt in ccm			
	Kleinst-wert	Grösst-wert		Kleinst-wert	Grösst-wert	Kleinst-wert	Grösst-wert	Kleinst-wert	Grösst-wert
Granit.									
Bayerische Oberpfalz	2,58	2,67	tr.	9,1	13,5	3,5	5,2	1270	1670
			n.	16,4	17,9	6,2	6,8		
Fichtelgebirg	2,63	2,66	tr.	13,5	15,5	5,1	5,9	1410	>1520
			n.	21,9	31,1	8,2	11,8		
Rheinpfalz	—	—	tr.	8,7	9,5	3,35	3,65	1300	1370
Hessen	2,52	2,57	tr.	9,4	12,3	3,7	4,8	1770	2230
Syenit.									
Oberpfalz in Bayern	2,69	2,76	tr.	18,5	19.0	6,7	7,1	1610	1720
Unterfranken „	—	—	tr.	9,8	11,9	3,5	4,25	1660	2080
Bergstrasse	2,80	2,89	tr.	12,1	14,0	4,2	4,85	1930	2110
Fichtelgebirg	—	—	tr.	19,2		6,9		—	—
			n.	36,3		13,2			
Diorit.									
Unterfranken und Rheinpfalz in Bayern	2,70	2,95	tr.	8,4	16,9	2,9	6,3	1170	2170
Hornblende.									
Ockertal am Harz	(2,68)		(n.)	5,1	7,7	1,9	2,9	(1410)	
Gabbro.									
Radautal bei Harzburg in Hannover	(2,95)		(n.)	13,2	15,7	4,5	5,3	(1031)	
Melaphyr.									
Kusel, Rheinpfalz, Bayern	2,6		tr.	15,3	18,1	5,9	6,95	1350	1760
Dolerit.									
Steinau bei Fulda	3,06	3,09	tr.	13,6	14,8	4,45	4,8	2530	2650
Anamesit.									
Steinau bei Fulda	3,08		tr.	7,0	17,1	2,3	5,6	2470	2530
			n.	32,3		10,5			
Alzenau, Steinheim, Kahl	2,90	2,95	tr.	22,7	33,5	7,8	11,55	1160	1690
Basalt.									
Oberpfalz in Bayern	—	—	tr.	8,8	2,9	14,9	5,1	2100	3190
Redwitz „	2,88	2,90	tr.	8,3	8,7	2,9	3,0	2330	2630
			n.	19,2	21,1	6,7	7,3		
Unterfranken, Bayern	—	—	tr.	10,4	20,8	3,6	7,2	1290	2470
desgl.	3,01	3,34	tr.	7,7	13,2	2,4	4,2	2400	2670
			n.	26,3	26,4	8,7	8,4		
desgl.	—	—	tr.	7,9	17,3	2,7	6,0	1520	3610
Schlüchtern bei Fulda	3,02	3,06	tr.	10,2	13,5	3,4	4,4	2050	2110
Oberhessen	2,84	3,03	tr.	11,7	20,9	4,0	7,3	2310	2800
Hannover	(2,89)	(2,91)	(n.)	11,5	15,2	3,95	5,3	1170	1868
Deidesheim, Rheinpfalz	—	—	tr.	10,1	14,5	3,4	4,8	>2280	2950
Friedberg, Hessen	2,90	2,94	tr.	16,4	16,7	5,7	5,7	2230	2470
Limburg, Nassau	2,99	3,05	tr.	13,5	16,9	4,4	5,6	2850	>3500
Quarz.									
Verschiedene Gegenden in Hannover	(2,60)	(2,67)	(n.)	4,3	14,4	1,65	5,4	(1023)	(1484)

Material und Bezugsort	Spezifisches Gewicht		Abnützung für 200 Umdrehungen der Scheibe und für den Schleifkreis-Halbmesser r = 49 cm					Druckfestigkeit kg/qcm	
			trocken oder nass	nach Gewicht in g		nach Inhalt in ccm			
	Kleinstwert	Grösstwert		Kleinstwert	Grösstwert	Kleinstwert	Grösstwert	Kleinstwert	Grösstwert
Breccie.									
Verschiedene Gegenden in Baden	2,5	2,76	tr.	6,3	10,4	2,35	4,15	1410	1790
Kalksteine.									
Frankreich	2,84		tr.	10,7	54,5	—	19,2	—	—
			n.	69,1	102,9	24,7	36,2		
Italien	2,80		tr.	77,5		27,7		—	—
			n.	136,6		48,8			
Westfalen	2,76		tr.	51,0		18,5		—	—
			n.	89,6		32,5			
Westf. Marmorwerke bei Soest	—	—	tr.	60,8	86,5	21,7	30,9	—	—
Versch. bayer. Kalksteine	2,73	2,90	tr.	33,3	70,1	12,1	25,0	640	2170
			n.	82,0	136,4	30,0	47,0		
Versch. badische Kalksteine	2,46	3,01	tr.	21,7	78,5	8,1	31,9	760	2150
			n.	67,0	89,7	24,8	33,2		
Vorarlberg	2,6	2,7	tr.	20,4	21,4	7,8	7,9	1220	1340
Versch. Kalksteine aus Hannover	(2,69)	(2,73)	tr.	38,0	49,3	14,0	18,1	(732)	(1205)
			(n.)	10,9	50,3	4,0	18,6		
Sandsteine.									
Grauwacke aus Hannover	(2,64)	(2,77)	(n.)	5,8	17,8	2,1	6,7	(767)	(1011)
Rheinwacke aus Baden	2,59	2,78	tr.	7,3	18,8	2,8	6,8	2200	2290
Buntsandstein, Umgebung v. Kaiserslautern	1,96	2,35	tr.	12,0	183,6	5,4	82,3	—	—
			n.	22,2	91,3	10,1	41,5		
Roter Bundsandstein, Wertheim	—	—	tr.	32,6	37,5	12,5	14,4	—	—
			n.	152,2		58,5			
Roter Buntsandstein vom Wessental bei Frankfurt a. M.	—	—	tr.	27,7	32,5	10,7	12,5	—	—
Buntsandstein a. Baden	2,64	2,67	tr.	18,4	24,5	7,0	9,3	850	970
„ „ „	2,14	2,75	tr.	9,3	41,7	3,4	17,7	780	1650
Verschied. Sandsteine aus Hannover	(2,40)	(2,58)	(n.)	5,5	24,8	2,1	10,3	(678)	(1545)
Gebrannte künstl. Steine.									
Plättchen versch. Art	2,24	2,70	tr.	4,6	18,1	2,05	6,9	—	—
			n.	16,7	27,4	7,45	10,3		
Villeroy und Boch, Mettlach, desgleichen von Utzschneider und Ed. Jannez, Saargemünd	2,77	2,99	tr.	8,4	24,3	3,0	8,1	—	—
			n.	39,4	45,7	13,2	16,3		
Einfahrtsteine u. Platten von Schenkelberger & Cie. in Ottweiler	2,38	2,61	tr.	7,5	18,6	3,15	7,7	—	—
			n.	34,1	46,1	14,3	19,0		
Platten verschied. Art von Fr. Pabst in St. Johann	2,70	2,85	tr.	16,6	22,8	6,15	8,0	—	—
			n.	37,3		13,8			
Verschiedene Platten von Sinzig	2,50	2,69	tr.	7,6	13,9	2,9	5,6	—	—
			n.	20,5		7,6			
Steine verschied. Art von G. A. Obereit in Tremosna bei Pilsen	2,38	3,10	tr.	10,4	23,9	4,4	7,7	—	—
			n.	38,6		15,4			

Material und Bezugsort	Spezifisches Gewicht Kleinstwert	Spezifisches Gewicht Grösstwert	trocken oder nass	Abnützung für 200 Umdrehungen der Scheibe und für den Schleifkreis-Halbmesser r = 49 cm: nach Gewicht in g Kleinstwert	nach Gewicht in g Grösstwert	nach Inhalt in ccm Kleinstwert	nach Inhalt in ccm Grösstwert	Druckfestigkeit kg/qcm Kleinstwert	Druckfestigkeit kg/qcm Grösstwert
Verschied. Kunstbasaltsteine v. W. Hellwag & Cie. in Schattau bei Znaim	2,44	2,89	tr.	8,0	15,7	2,8	5,45	—	—
			n.	29,5		10,2			
Chamotteplättchen der Teplitzer Chamotte-Waaren-Fabrik	2,62		tr.	10,1	19,5	3,9	7,4	—	—
			n.	18,7	28,8	7,1	10,0		
Fusswegsteine aus gebranntem Ton verschiedener Herkunft	2,36	2,67	tr.	10,0	13,4	3,9	5,0	—	—
Fusswegsteine (Klinker) von Reischl in Bogenhausen bei München	2,69		tr.	20,1	49,0	7,5	18,3	—	—
			n.	84,2		31,3			
Fusswegsteine aus gebranntem Ton von Zettler in Mering	2,58		tr.	13,1	19,5	5,1	7,6	—	—
			n.	41,6		16,0			
Klinker von Bernhard Hess in Bayreuth, Würfel daraus	3,0		tr.	5,2	6,2	1,7	2,1	1100	
Hannoveraner Klinker mit Brandkruste	—	—	(n.)	14,3	17,7				
ohne „	—	—	(n.)	13,9	18,9				
Bockhorner Klinker mit Brandkruste	—	—	(n.)	9,9	19,0				
ohne „	—	—	(n.)	20,8	24,9	8,0	9,6	—	—
Andere norddeutsche Klinker	—	—	(n.)	14,6	24,6	5,6	9,5	—	—
Hochofenschlacke	2,9		(n.)	18,5	31,8	6,4	11,0	—	—
Desgl.	3,35		(n.)	22,6	29,3	6,8	8,8	—	—
Ungebrannte künstl. Steine.									
Platten aus künstl. Marmor v. R. Justin, Oberalm, Salzburg	2,86		tr.	31,1	38,3	10,9	13,4	—	—
			n.	124,9	149,6	43,7	52,3	—	—
Zementplatten, verschiedenartig gefärbt und ungefärbt v. C. Föhr in Görlitz, öfters an der Oberfläche weicher als im Innern.	2,51	2,77	tr.	11,5	22,0	4,6	8,8	—	—
			n.	25,0	31,6	10,0	12,6	—	—
Sonstige Materialien.									
1. Asphalt.									
Pflasterstück aus Asphalt und grobem Sand	2,40		tr.	33,1		13,8		—	—
			n.	83,6		34,8			
Reiner Asphalt, kleines Stück, nur zu einem Versuch ausreichend	2,26		tr.	13,6		6,0		—	—
			n.	41,1		18,2			

Material und Bezugsort	Spezifisches Gewicht		Abnützung für 200 Umdrehungen der Scheibe und für den Schleifkreis-Halbmesser r = 49 cm					Druckfestigkeit kg/qcm	
			trocken oder nass	nach Gewicht in g		nach Inhalt in ccm			
	Kleinst-wert	Grösst-wert		Kleinst-wert	Grösst-wert	Kleinst-wert	Grösst-wert	Kleinst-wert	Grösst-wert
2. Holz zu Parket-böden.									
Riemen aus Eichen-	0,65		tr.	4,3		6,6		quer zu den	
holz, neu. Die nass	0,74		n.	6,9		9,3		Fasern geschl.	
geprüften Stücke 24	0,65		tr.	4,6		7,1		längs den	
St. in Wasser gelegen,	0,74		n.	7,2		9,7		Fasern geschl.	
wobei sie 14 % Wasser (vom Gew. des trock. Holzes) aufnahmen									
Riemen aus Eichen-	0,77		tr.	4,5		5,85		quer	
holz, alt. Bezüglich	0,89		n.	8,0		9,0		geschliffen.	
der nass geprüften	0,77		tr.	4,5		5,85		längs	
Stücke gilt das vor-	0,89		n.	6,2		7,0		geschliffen.	
hin Gesagte	0,77		tr.	3,8	4,1	4,95	5,3	diagonal	
	0,89		n.	5,3	5,7	6,0	6,4	geschliffen.	
Riemen aus Lärchen-									
holz, neu. Die nass	0,705		tr.	6,8		9,7		quer	
gepr. Stücke 24 St.	0,83		n.	8,2		9,9		geschliffen.	
in Wasser gelegen,	0,705		tr.	6,55		9,3		längs	
wobei sie 16 % Wasser	0,83		n.	10,5		12,6		geschliffen.	
(vom Gew. des trock.	0,705		tr.	5,15	5,2	7,3	7,4	diagonal	
Holzes) aufnahmen	0,83		n.	9,6	9,9	11,6	11,9	geschliffen.	

Die in der vorstehenden Tabelle in Klammern gesetzten Zahlen sind in der k. preuss. Prüfungsstation für Baumaterialien erhoben worden. Näheres darüber siehe in Bauschinger's „Mitteilungen", 11. Heft, S. 8 ff.

Ein Vergleich der gewonnenen Ergebnisse zeigt, dass zwar im ganzen und grossen die Abnützbarkeit mit zunehmender Druckfestigkeit kleiner wird, dass aber ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen diesen beiden Eigenschaften nicht besteht. So hat sich aus den Versuchen Bauschinger's insbesondere ergeben, dass festere Kalksteine, die hinsichtlich ihrer Druckfestigkeit viele Granite übertreffen und den Basalten nahekommen, eine 4—5 mal grössere Abnützbarkeit als Basalt haben.

Nachstehende Tabelle 71 gilt als Ergänzung zu der vorausgehenden Nr. 70, indem sie die gleichfalls in München im Auftrage der grossh. badischen Oberdirektion des Wasser- und Strassenbaues ausgeführten Versuche enthält. Dieselbe ist in den „Statistischen Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der Landstrassen im Grossherzogtum Baden 1882, Karlsruhe 1882" enthalten. Sie wurde von dort entnommen, weil die sehr zahlreichen Bauschinger'schen Versuche hier sachgemäss zusammengezogen und auch entsprechende Mittelwerte gebildet worden sind.

Tabelle 71.

…e von Versuchen, die auf Veranlassung der grossherzogl. badischen Oberdirektion …er- und Strassenbaues im Mech.-technischen Lab. der k. Techn. Hochschule zu München angestellt wurden.

	Material-Art	Sorte und Typus derselben	Druckfestigkeit in kg/qcm				Abnützbarkeit in g bei 200 Umdrehungen der Scheibe				Wert d. Materialien wenn der Wert des Dolerit gleich 1.
			Kleinst- Wert	Grösst- Wert	Mittel	Verhältniszahl	Kleinst Wert	Grösst- Wert	Mittel-	Verhältniszahl	
1.	Dolerit	vom Katzenbuckel b. Eberbach	2720	über 3050	3000	10,00	12,6	8,0	10,3	1,000	1,000
2.	Basalt	von Wardenberg u. Riedsöchingen	2060	2620	2340	7,80	9,6	11,2	10,4	1,010	0,772
3.	Diorit	I. vom Fuchsköpfle bei Freiburg	über 2480	2650	2600	8,667	12,0	10,8	11,4	1,107	0,783
		II. vom Höllental	1850	2340	2108	7,026	13,9	11,4	12,92	1,254	0,560
4.	Porphyr	I. Dossenheimer P.	2220	2630	2398	7,993	10,2	8,2	9,280	0,901	0,887
			1500	1710	1562	5,207	7,3	5,3	6,530	0,634	0,821
			1210	2040	1718	5,727	9,6	6,1	7,720	0,750	0,764
			1920	2100	1997	6,657	10,2	9,1	9,72	0,944	0,705
		II. Vormberger P.	1560	2320	1860	6,200	10,9	7,9	9,425	0,915	0,678
			1430	1710	1518	5,060	9,2	7,40	7,960	0,773	0,655
			1220	1730	1493	4,976	9,0	7,00	8,080	0,785	0,634
		III. Trabronner P.	1460	1890	1633	5,443	9,6	9,20	9,36	0,909	0,599
			1410	1560	1488	4,960	10,4	7,1	8,63	0,838	0,592
			1390	1890	1623	5,410	12,5	7,1	10,02	0,973	0,556
			1170	1320	1245	4,150	11,2	8,1	9,270	0,900	0,461
			970	1310	1167	3,890	12,7	9,8	11,85	1,150	0,339
5.	Syenit	I. S. aus dem Murg- und Albtal	1350	2340	1992	6,640	11,0	6,8	9,43	0,916	0,725
		II. S. aus dem Birkenauer Tal	1230	1560	1476	4,920	13,7	12,0	12,80	1,243	0,395
6.	Gneis		1130	2290	1730	5,767	11,3	8,6	9,82	0,953	0,605
7.	Granit	I. Gr. von Kroppenstein	1560	1920	1740	5,800	7,2	5,5	6,60	0,641	0,905
			1750	2340	1977	6,590	8,6	7,5	8,125	0,790	0,834
			1650	1960	1795	5,983	9,3	6,9	8,55	0,830	0,721
		II. Gr. aus dem Schlüchttal	1760	2160	1838	6,127	10,3	9,0	9,57	0,929	0,659
			1240	1880	1560	5,200	9,6	8,0	8,80	0,854	0,609
			1450	1700	1552	5,173	10,4	9,0	9,72	0,944	0,548
		III. Gr. vom Steinbückele	1140	1530	1403	4,676	11,8	9,0	10,28	1,000	0,468
			880	1520	1268	4,227	12,1	8,2	9,93	0,964	0,439
			1050	1400	1246	4,153	14,8	7,9	10,92	1,060	0,392
8.	Hornblende	vom Zindelstein	1500	1580	1540	5,133	9,70	8,20	8,95	0,869	0,590
9.	Klingstein	vom Kaiserstuhl	1720	2120	1920	6,40	18,60	10,60	11,14	1,082	0,590
10.	Rheinwacken	aus dem Oberrhein	2200	2290	2245	7,483	18,8	7,3	13,05	1,267	0,590
11.	Tonschiefer	von Utzenfeld	1520	2390	1960	6,533	10,1	6,8	8,60	0,835	0,782
12.	Sandstein	I. S. von Ettlingen	1400	1650	1561	5,203	10,6	9,3	9,900	0,961	0,541
		II. S. von Wertheim	860	970	888	2,960	24,5	18,4	20,775	2,017	0,147

Der leichteren Übersicht wegen wurden die Werte sowohl der Druckfestigkeit, wie auch der Abnützbarkeit durch eine Verhältniszahl ersetzt, so zwar, dass die Widerstandsfähigkeit des Dolerit gleich 3000 kg/qcm zu 10, bezw. 10,3 zu 1,000 angenommen wurde.

Weiter folgt Tabelle Nr. 72, die, Nr. 70 entsprechend, die Kleinst- und Grösstwerte des Gewichtes, der Abnützung und der Druckfestigkeit enthält, die Bauschinger in zahlreichen Versuchen von 1884 bis Ende 1888 gefunden und im 18. Heft seiner „Mitteilungen aus dem Mech.-tech. Lab. der K. Technischen Hochschule zu München", München 1889, S. 23—60 veröffentlicht hat.

Tabelle 72.

Versuchsergebnisse aus dem Mechanisch-techn. Laboratorium der kgl. Technischen Hochschule zu München.

Gesteins-Arten	Spezifisches Gewicht		Abnützung, 200 Umdrehungen der Scheibe, Halbmesser des Schleifkreises 49 cm		Druckfestigkeit kg/qcm		Bemerkungen
	Kleinstwert	Grösstwert	Kleinstwert g	Grösstwert g	Kleinstwert	Grösstwert	
Basalt 18 Sorten	2,4	3,08	9,1	27,6	1830	3700	
Basaltlava 2 „	2,05	2,46	21,4	39,8	680	1060	
Diorit 4 „	2,79	2,855	14,3	35,0	1330	2710	
Dolerit 1 „	2,84	2,86	16,7	17,1	2260	2520	
Eurit 4 „	2,49	2,63	9,2	9,5	2030	>3030	
Granit							
Eine grosse Zahl bayer. G.	2,42	2,84	6,4	17,3	830	2930	
„ „ „ anderer G.	2,48	2,97	8,0	28,9	1130	>2900	
Melaphyr 6 Sorten	2,56	2,80	7,4	23,1	1080	3250	
Phonolit 1 Sorte	2,53	2,54	7,9		2880	3080	
Porphyr 9 Sorten	2,28	2,75	6,3	15,2	850	3870	Diabasporphyr.
Quarzite 3 „	2,55	2,67	4,6	9,4	2310	>3200	
Syenit mehrere „	2,78	2,98	13,1	15,0	1470	2320	Die Abnützung für 1 Sorte.
Trachyt 2 „	2,47	2,57	20,0	56,0	1130	1540	
Marmor 6 „	2,67	2,76	—	—	771	1910	
Kalkstein							
bei Donaueschingen	2,15	2,43	—	—	304	534	
bei Eichstätt	—	—	—	—	534		
Kapfelberg bei Kehlheim	2,095	2,37	—	—	321	790	
Etterzhausen b. Regensburg	2,20	2,68	—	—	465	1300	
Kirchheim bei Würzburg	2,48	2,49	94,4	119,8	576	608	
Umgebung von „	2,25	2,38	—	—	340	650	
Französische Kalksteine	1,70	2,69	—	—	83	1550	
Badischer Kalkst. u. solcher von Zill bei Hallein	2,55	2,75	—	—	1090	1560	
Kalkstein v. Ulmer Münster	1,72	2,44	—	—	131	701	
Dolomit							
von Ingolstadt, Ulm, Abensberg, Treuchtlingen	2,33	2,68	—	—	476	1860	
von Weissenburg a. Sand	2,59	2,60	13,6	18,1	1120	1820	
v. Elsass, Metz u. Saarburg	2,47	2,80	—	—	970	2440	
Sandstein							
Roter Buntsandstein von Kaiserslautern	2,09	2,17	60,3	160,5	—	—	
Vogesensandstein aus der Rheinpfalz	2,08	2,39	—	—	350	792	
Sandst. aus dem Alsenztale	2,33	2,36	34,6	38,0	405	437	
Die verschiedensten Sandsteinarten, insbesondere auch Bunt- und Keupersandstein	1,72	2,42	—	—	32	1020	Diese sehr grosse Zahl von Versuchen ist hier zusammengefasst, weil neben dem Gewicht nur noch die Druckfestigkeit erhoben worden war.
Grauer Sandstein v. Triebendorf bei Wiesau	2,62		17,7		1610		

Gesteins-Arten	Spezifisches Gewicht		Abnützung, 200 Umdrehungen der Scheibe, Halbmesser des Schleifkreises 49 cm		Druckfestigkeit kg/qcm		Bemerkungen
	Kleinstwert	Grösstwert	Kleinstwert g	Grösstwert g	Kleinstwert	Grösstwert	
Verschiedene Sorten Sandstein	1,89	2,40	—	—	182	1145	
Kohlensandsteine v. Rhein,	2,45	2,67	4,8	13,3	920	>2520	
der Ruhr usw.	2,27	2,57	—	—	276	830	
Molassens. v. Ulm, Münster							
Grauwacke, meist v. Oberelsass	2,62	2,84	8,3	18,7	1430	>3000	
Konglomerate und Tuffe							
Verschiedene Tuffsteine und Nagelfluhe aus Oberbayern	1,63	2,39	—	—	44	681	
Gebrannte künstl. Steine							Die gewöhnl. Ziegelsteine, für die auch in der Regel nur die Druckfestigkeit erhoben wurde, sind hier weggelassen. Gleiches gilt für andere Kunststeine.
Klinkerplatte von Solln	—	—	14,1	14,9	431	436	
desgl.	—	—	16,8	17,1	269	343	
Klinker von Bayreuth	2,42	2,47	7,8	11,0	—	—	
Klinkerplatte von Bayreuth	2,28	2,37	6,9	7,7	—	—	
„ von Bitterfeld	—	—	14,3	17,8	255 / 1220	447[1]) / 1340[2])	[1]) Die Druckkörper durch Verbindung zweier plattenartiger Stücke mittels Zement gebildet. [2]) Würfelförmiger Druckkörper aus einem Stück.
Platte von Mettlach	—	—	10,8	13,0	—	—	
Schlacke von Metz	2,84	2,93	—	—	1200	2020	
Ungebrannte künstliche Steine							
Würfel aus 1 Teil Portlandzement, 2 Isarsand, 4 Isarkies die ersten 28 Tage an der Luft gelegen und von Zeit zu Zeit genässt	[illegible]	2,47	[illegible]	[illegible]	—	—	
desgl., die ersten 28 Tage in feuchten Sand geschlagen und genässt	[illegible]	2,46	[illegible]	[illegible]	[illegible]	264	
Platte aus ungebranntem Kunststein von Bockenheim b. Frankfurt	—	—	[illegible]	[illegible]	—	—	
desgl. aus Zürich	—	—	[illegible]	[illegible]			
Verschiedene Platten	-	—	[illegible]	[illegible]	—	—	
Zementplatte von Nürnberg		—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	298	Die Druckproben wurden durch Aufeinanderkitten zweier passender Stücke erhalten.

[illegible] wurden stets im trockenen Zustande der Probekörper und de[illegible]

[illegible] 1888 [illegible] Laboratorium der [illegible] Versuche über die ver[illegible] über Druckfestigkeit [illegible] „Mitteilungen usw." [illegible] Bauschingers, ver[illegible]

[illegible] natürlichen Gesteinen. [illegible] die der Berliner

Versuchsanstalten erwähnt: Mitteilungen aus den k. technischen Versuchsanstalten zu Berlin, 1885, S. 124; 1889, Ergänzungsheft II; 1892, S. 188; 1897, S. 46; 1898, S. 243 und 1900, S. 24. Über Prüfung von Pflastermaterial und Fussbodenbelag insbesondere handeln die Mitteilungen, 1903, S. 216.

Auch an der Materialprüfungsanstalt der jetzigen Technischen Hochschule in Stuttgart sind in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts Versuche mit Strassenbaumaterialien ausgeführt worden, worüber der Verwaltungsbericht der k. Ministerialabteilung für den Strassen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre 1889/90 und 1890/91, I. Abteilung, Stuttgart 1892, S. 9—17 Mitteilung macht. Die geschliffenen Probekörper hatten eine quadratische Grundfläche von 55 mm Seite und eine Höhe von ungefähr 60 mm. Bei den Versuchen über Abnützbarkeit lag der Schwerpunkt der Probestücke im Abstande 0,5 m von der Achse der Scheibe, die Belastung der Probekörper betrug 30 kg; für je 10 Umdrehungen der Scheibe wurden 0,02 kg Smirgel (Naxos Nr. 3) zugegeben und 100 Umdrehungen ausgeführt. An die vorher auf ihre Abnützung geprüften Körper wurden sodann zwei parallele Flächen angehobelt und die Druckfestigkeit mit einer hydraulischen Presse erhoben.

In Tabelle 73 auf S. 498 und 499 sind diese Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Anfang der achtziger Jahre wurde von der hannoverschen Provinzial-Verwaltung die Untersuchung verschiedener Wegbau-Materialien veranlasst[1]). Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgte in der kgl. Prüfungsstation für Baumaterialien zu Berlin, bei den natürlichen Steinen und der Hochofenschlacke an Würfeln von 6 cm Seitenlänge mit geschliffenen Druckflächen, nachdem diese in der Regel mit Wasser gesättigt worden waren, mit Rücksicht darauf, dass die Strassen in den norddeutschen Gegenden nur während des kleineren Teils des Jahres austrocknen. Auch die Erhebung der Härte und der Wasseraufnahme wurde in Berlin vorgenommen, erstere mit Zugrundlegung der Mohs'schen Reihe an je acht Probestücken, letztere durch je acht Versuche in der Art, dass die zu zerdrückenden Probewürfel zunächt 25 Stunden auf heissen Eisenplatten getrocknet, gewogen, sodann 275 Stunden in Wasser gelegt und nochmals gewogen wurden. Die Feststellung des spezifischen Gewichtes geschah in Hannover und jene der Abnützbarkeit im Mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule zu München. In letzterem wurden je drei Probewürfel in nassem Zustande je dreimal (auf drei verschiedenen Seiten) auf der Gusseisenscheibe abgeschliffen, wobei sie unter einem Drucke von 30 kg und in einer Entfernung von 63 cm vom Scheibenmittelpunkte lagen. Bei jedem Versuche wurden 200 Umdrehungen ausgeführt und für je 10 Umdrehungen 20 g Naxos-Smirgel Nr. 3 aufgestreut und abgestrichen. Bei den Klinkern kamen je sechs Probestücke, drei mit, drei ohne Brandkruste zur Untersuchung.

Die Tabelle Nr. 74 auf S. 500, aus dem 4. Hefte des Handbuches f. Bauk. S. 132 entnommen, enthält nach dem Gesagten für die Druckfestigkeit Mittelwerte aus je acht bezw. vier Versuchen, je nachdem es sich um nasse oder trockene Probekörper handelt. Die Mittelwerte für die Härte sind aus je acht Versuchen, die mittleren Verhältniszahlen für die Abnützbarkeit aus je neun Versuchen erhalten.

---

[1]) Nessenius, Mitteilungen über die Wegbau-Materialien der Provinz Hannover, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 581; sodann: Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4, S. 132, und Bauschinger, Mitteilungen aus dem Mech.-techn. Laboratorium der kgl. techn. Hochschule zu München, 11. Heft, 1884, S. 8.

Tabelle

Ergebnisse von Versuchen, die mit württembergischen Strassenbau-Materialien in der

Material	Spezifisches Gewicht	Wasseraufnahme in % für 1 kg Steingewicht	Druckfestigkeit in — im trockenen Zustande — senkrecht zum Lager		parallel zum Lager	
			höchster Betrag	niederst. Betrag	höchster Betrag	niederst. Betrag
Granit	2,60	0.114	1598	1649	—	—
„	2,63	0.338	1627	1380	—	—
Aplit	2.61	0.105	1863	1673	—	—
Granitporphyr	2,60	0,077	1643	1568	—	—
Quarzporphyr 3 Sorten	2,46—2.58	0,321—1.291	1937	1002	—	—
Porphyr	2.45	1,479	2033	1715	—	—
„ 3 Sorten	2,54—2.61	0,049—0,241	2552	1520	—	—
Basalt 2 Sorten	3,06—3.07	0,025	2484	1952	—	—
„	3,08	0.012	2775	2755	—	—
„ (Dolerit)	2,90	0,025	2827	2567	—	—
Oberer Buntsandstein, Kieselsandstein	2.46	1,137	1746	1301	1460	1219
Wellendolomit, unt. Muschelkalk	2.80	0.194	1839	1623	1713	1402
Wellenkalk, unterer Muschelkalk	2,67	0,034	1137	994	1250	854
Unterer Muschelkalk	2,73	0,063	1573	1369	1397	1242
„ „	2,70	0.082	1317	1005	1363	624
Mittlerer Muschelkalk	2.70	0,020	1579	1490	1560	1331
„ „ 5 Sorten	2.65—2,71	0,003—0.078	1911	934	1768	960
Oberer Muschelkalk	2.71	0,154	1586	1256	1674	1266
„ „ 4 Sorten	2,68—2,73	0,061—0,354	1550	918	1418	814
Hauptmuschelkalk	2,63	0.930	1169	1112	1200	1028
Keuperkalk	2,68	1,007	1340	1206	1944	1293
Keupersandstein, Fleinsstein	2,62	0.238	1118	968	1246	1125
„ „	2,54	1.339	1121	1057	1082	613
Keupersandstein 2 Sorten (Stubensandstein)	2,53—2,65	0,459—1,491	1678	692	1846	1018
Lias . . . . 4 Sorten	2,67—2,69	0,198—0,328	2124	1102	2464	1044
„ (Arietenkalk) 2 „	2,65—2,68	0,451—0,730	1294	940	1259	867
„ „	2,67	0,451	1196	919	1910	1078
Unterer weisser Jura 2 Sorten	2,53—2,54	1,251—2,248	1326	1060	1364	1215
Mittlerer „ „ 3 „	2,47—2,68	0,175—2,551	1601	1024	1530	1064
Oberer weisser Jura (Dolomit)	2,68	0,142	1558	1430	1535	1392
„ „ „ 5 Sorten	2,55—2,70	0,213—1,535	1817	757	1529	480
„ „ „ Plattenkalk	2,58	1.328	2058	1574	1471	1037

73.

Materialprüfungsanstalt der k. Technischen Hochschule zu Stuttgart angestellt worden sind.

Kilogramm für 1 qcm im nassen Zustande senkrecht zum Lager höchster Betrag	niederst. Betrag	parallel zum Lager höchster Betrag	niederst. Betrag	Abnützung in g bei 100 Umdrehungen der Scheibe im trockenen Zustande höchster Betrag	niederst. Betrag	im nassen Zustande höchster Betrag	niederst. Betrag
1872	1594	—	—	5,8	5,0	10,2	8,8
—	—	—	—	—	—	11,1	9,7
1599	1455	—	—	6,6	5,9	9,6	9,2
1865	1643	—	—	5,3	4,5	9,5	8,3
—	—	—	—	—	—	21,1	8,5
2043	1902	—	—	3,8	3,8	7,4	7,0
—	—	—	—	—	—	13,6	3,8
2250	1752	—	—	10,8	5,5	21,2	14,1
—	—	—	—	—	—	14,4	10,6
—	—	—	—	—	—	10,9	8,7
1625	1322	1805	1457	4,5	4,0	9,3	6,8
1811	1674	1932	1811	30,4	24,9	42,6	31,3
970	900	1223	1223	42,9	36,4	58,2	50,1
1634	1215	1279	1238	31,6	24,7	37,1	35,0
—	—	—	—	—	—	41,6	38,7
1334	1312	1525	801	38,3	27,0	45,7	38,0
—	—	—	—	—	—	57,7	32,9
1475	1077	1652	1246	31,6	26,4	40,2	35,6
—	—	—	—	—	—	54,7	34,8
—	—	—	—	—	—	66,7	49,3
—	—	—	—	—	—	25,2	23,0
1065	841	1287	1136	8,8	6,5	16,6	10,9
—	—	—	—	—	—	39,0	21,3
—	—	—	—	—	—	19,7	15,7
—	—	—	—	—	—	35,5	11,2
1048	815	1202	938	34,0	27,3	64,3	36,8
—	—	—	—	—	—	49,1	40,8
1195	871	1296	1049	42,7	28,4	98,0	51,8
—	—	—	—	—	—	75,5	32,6
1266	701	1330	1161	26,9	24,8	42,5	37,6
—	—	—	—	—	—	70,0	31,0
986	825	1386	1142	44,8	25,1	80,5	42,8

Tabelle 74[1]).

Versuche mit hannoverschen Wegbau-Materialien.

Lfd. Nr.	Steinart	Spezifisches Gewicht des nassen Materials			Druckfestigkeit in kg/qcm — Trockenes Material			Druckfestigkeit in kg/qcm — Nasses Material			Wasseraufnahme in % des Gewichts			Härtegrad			Abnützbarkeit des nassen Materials für 200 Umdrehungen d. Scheibe, r = 63 cm		
		Grösstw.	Kleinstw.	Mittelw.	Grösstw.	Kleinstw.	Mittelw.	Grösstw.	Kleinstw.	Mittelw.	Grösstw.	Kleinstw.	Mittelw.	Grösstw.	Kleinstw.	Mittelw.	Grösstw. g	Kleinstw. g	Mittelw. g
1	6 Basalt-Sorten	2,99	2,87	2,91	1868	945	1459	1632	914	1377	1,53	0,60	0,89	7—8	6	7	19,8	18,6	19,2
2	2 Granit-S.	2,63	2,63	2,63	1524	1236	1380	1401	1231	1316	0,85	0,81	0,83	7	6—7	7	—		11,9
3	2 Hornfels-S.	2,69	2,68	2,69	1410	1023	1217	1296	752	1024	0,70	0,36	0,53	7—8	6	7	—	—	9,0
4	1 Gabbro	—	—	2,95	—	—	1031	—	—	1079	—	—	0,60	—	—	6—7	—	—	19,4
5	2 Melaphyr-S.	2,78	2,76	2,77	919	911	915	940	853	897	0,50	0,50	0,50	7	7	7	—	—	—
6	2 Grünstein-S.	2,92	2,74	2,83	883	531	707	758	428	593	0,83	0,80	0,82	6	5—6	6	—		—
7	7 Grauwacken-S.	2,76	2,63	2,69	1011	608	759	944	616	726	1,01	0,53	0,75	7	5—6	6 7	20,1	18,3	19,2
8	9 Quarz-S.	2,68	2,59	2,63	1484	608	954	1474	589	930	1,44	0,64	0,94	8—9	5—6	7	17,5	6,5	11,4
9	2 Roggensteine	2,72	2,69	2,71	1368	1050	1209	1106	1057	1082	1,00	0,49	0,75	7—8	7	7	—	—	—
10	33 Muschelkalk-S.	2,75	2,47	2,69	1205	337	673	973	369	639	2,10	0,17	0,85	8—9	5—6	7	62,3	21,0	41,5
11	2 Portlandkalk-S.	2,72	2,70	2,71	740	659	700	775	693	734	0,68	0,50	0,59	6	5—6	6	—	—	61,2
12	1 Quarzkalk	—	—	2,70	—	—	783	—	—	744	—	—	1,39	—	—	6—7	—		—
13	5 Jurakalk-S.	2,71	2,64	2,68	744	554	652	702	547	650	2,38	0,50	1,48	8	5—6	6—7	—		—
14	1 Stinkstein	—	—	2,81	—	—	752	—	—	640	—		1,21	—	—	6	—	—	—
15	1 Korallenkalk	—	—	2,70	—	—	566	—	—	566	—	—	1,03	—	—	5 6	—	—	—
16	1 Dolomit	—	—	2,48	—	—	360	—	—	253	—	—	3,00	—	—	5—7	—	—	—
17	12 Keupersandsteine	2,65	2,42	2,57	1821	682	1038	1721	628	1003	2,52	0,62	1,46	8—9	5—6	7	13,3	9,6	11,5
18	1 Deistersandstein	—	—	2,40	—	—	1318	—	—	1293	—	—	4,20	—	—	7—8	—	—	25,0
19	1 Sandstein v. Plötzky	—	—	2,59	—	—	1178	—	—	1211	—	—	1,80	—	—	6	—	—	11,0
20	1 Trias-Sandstein	—	—	2,86	—	—	852	—	—	797	—	—	2,30	—	—	7—8	—	—	21,7
21	1 Sandstein (?)	—	—	2,48	—	—	655	—	—	690	—	—	2,21	—	—	8—9			
22	1 Kohlensandstein	—	—	2,58	—	—	678	—	—	587	—		1,41	—	—	8		—	11,0
23	1 Buntsandstein	—	—	2,42	—	—	400	—	—	353	—		3,23	—	—	4—5	—	—	
24	2 Hochofenschlacken	2,56	3,09	2,85	1531	1112	1322	1358	992	1175	1,39	0,90	1,15	9—10	7	8	34,2	34,0	34,1
25	7 Klinkersorten																		
	a) Fabrikformat	2,26	1,94	2,16	895	307	667	882	302	654	6,50	1,00	3,63	7—8	6	7	22,4	20,6	21,5
	b) Würfelform	—	—	—	—	—	—	552	202	439	—			7	5	6	31,0	22,6	26,7

[1]) Diese Tabelle bildet einen Auszug aus den „Mitteilungen aus den kgl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin“, 1883, H. IV, S. 136—145.

Endlich sei auch noch auf die im baugewerblichen Laboratorium an der k. k. Staatsgewerbeschule im I. Bezirke in Wien ausgeführten Versuche verwiesen: A. Hanisch, Resultate der Untersuchungen mit Bausteinen der österreichisch-ungarischen Monarchie, Wien, 1892.

Mikroskopische Untersuchung. Untersuchungen mit dem Sandstrahlgebläse. Schlagversuche.

Nach dem Verwaltungsberichte der k. Ministerial-Abteilung f. d. Strassen- und Wasserbau für die Jahre 1891/92 und 1892/93, I. Abt., S. 20 wurde es auch für zweckmässig befunden, „die wichtigeren in Verwendung stehenden ungeschichteten Gesteinsarten, insbesondere die Porphyre, unter Zuhilfenahme des Mikroskopes weiter in der Richtung untersuchen zu lassen, ob sich die mineralogischen Bestandteile der Gesteine in unverändertem, unverwittertem Zustande befinden, ob und welche vornehmlich zu Verwitterung geeignete Bestandteile die Gesteine enthalten und wieweit deren Verwitterung vorgeschritten ist, ob hiernach, sowie nach Massgabe etwaiger weiterer Merkmale zu erwarten steht, dass sich die Gesteine mehr oder weniger gut zur Strassenunterhaltung eignen werden“.

Professor Dr. Kloos, der diese Versuche ausführte, hält die Verwendung des Mikroskopes für zweckentsprechend, wenn gleichzeitig Versuche über Festigkeit angestellt und die bereits gemachten Erfahrungen über die Dauerhaftigkeit der betreffenden Gesteine auf Versuchsstrecken mitbenützt werden. Auf seine eingehenden Bemerkungen über die Art der Beobachtung (S. 20 u. 21 des angezogenen Verwaltungsberichtes) sei hier ausdrücklich hingewiesen.

Gegen die Bestimmung der Abnützung mit Hilfe der früher besprochenen Scheibenschleifapparate wird mit Recht geltend gemacht, dass das abgeschliffene Material nicht sofort entfernt wird und sich deshalb an der Schleifarbeit mitbeteiligt und dass sich auch der Bearbeitungsvorgang bei weichen Stoffen, in die sich die zum Schleifen benützten harten Körner eindrücken, anders gestalte als bei harten Stoffen, bei denen solches Eindrücken nicht erfolgt. Gary[1]) hat sich deshalb schon seit mehreren Jahren um eine Abnützungsvorrichtung bemüht, bei der „das schleifende Korn unabhängig von seinem Träger gemacht und jedes Korn nur einmal zum Angriff gebracht würde“. Er kam dabei auf die Verwendung des Dampfsandstrahlgebläses, mit dem er seit dem Jahre 1904 verschiedene Versuchsreihen ausführte[2]).

In neuester Zeit hat Föppl eine sicherere Beurteilung der Hartgesteine ermöglicht, indem er neben der Prüfung auf Druckfestigkeit und Abnützbarkeit auch noch eine solche auf Schlagfestigkeit ausführte. Wie derselbe dem Verfasser mitteilte, werden diese Schlagversuche zur Erzielung vergleichbarer Zahlenwerte nach einem besonderen Verfahren angestellt und Gütezahlen in den Werten der für das Kubikzentimeter aufgewendeten Schlagarbeit gefunden. Eine Veröffentlichung darüber soll in dem in Aussicht stehenden 30. Heft der „Mitteilungen etc.“ erfolgen.

2. Versuche unter Nachahmung der von Fahrzeugen und Tieren ausgeübten Stösse und Aufschläge.

Um neben der schleifenden Wirkung der Verkehrslasten auch deren Stosswirkung einigermassen nachzuahmen, wendet man in Frankreich nach dem Vor-

---

[1]) Gary, Versuche mit dem Sandstrahlgebläse, Mitteilungen aus dem k. Materialprüfungsamt Gross-Lichterfelde-West, 1904, 3. Heft, S. 103.

[2]) Nach der Aussage des Herrn Inspektor Klebe an dem Mechanisch-technischen Laboratorium der k. Technischen Hochschule zu München hat Bauschinger schon zu Anfang der achziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts den Gedanken einer Benützung des Sandstrahlgebläses in Überlegung gezogen.

schlage von Deval[1]) drehbare Trommeln an, die stündlich etwa 200 Umdrehungen um eine schief zu ihrer mathematischen Achse stehende Drehachse ausführen. In eine solche Trommel kommt eine bestimmte Gewichtsmenge (5 kg) des zu untersuchenden, vorher abgewaschenen Schotters, in eine andere ebenso viel von einem angenommenen Normalmaterial (Porphyr von Voutré), mit dem jener verglichen werden soll. Nach einer bestimmten Anzahl (1000) Umdrehungen werden die Trommeln entleert und sorgfältig ausgewaschen, von jedem Trommelinhalt der feine Staub mittels Sieben von 10 mm und sodann von 1,6 mm Maschenweite durch Spülung ausgeschieden, getrocknet und gewogen und schliesslich das gefundene Gewicht ins Verhältnis zu dem Gewichte (5 kg) der ursprünglich in die Trommel eingebrachten Materialmenge gesetzt.

Eine vom französischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten ernannte „Commission des méthodes d'essai des matériaux de construction" hat sich auch über diese Trommelprobe ausgesprochen[2]).

Die Prüfung auf Abnützung durch Reibung und durch Schlagen der Materialstücke aneinander wird empfohlen. Vorangeschickt wird, „dass sich die nachstehend beschriebenen Versuche zwar für gebrochene, homogene Materialien (Schotter) eignen, nicht aber für Rundkiesel, für die die Abnützung fast null ist. Der Stoffverlust oberflächlich zerreiblicher Materialien ist dagegen sehr beträchtlich und entspricht nicht der Praxis. Für Hartsteinschotter, wie er zu Chausseepackungen benützt wird, würde also das Verfahren empfehlenswert sein."

Der Prüfungsapparat besteht aus 8 zylindrischen Büchsen von 0,2 m Durchmesser und 0,34 m Länge, die je zu vieren auf 2 viereckigen, parallelen und 0,405 m voneinander entfernten eisernen Wellen gekuppelt sind. Diese beiden Wellen sind durch ein Räderwerk miteinander verbunden und drehen sich mit gleicher Geschwindigkeit. Jede Welle ist an der einen Seite jedes Zylinders, dessen Achse eine Neigung von ungefähr 30° gegen die Horizontale hat, gekröpft. Auf jeder Welle sind 2 Paar Zylinder symmetrisch angeordnet. Es können also in dem Apparat 7 Materialien gleichzeitig mit einem 8. (Muster-)Material verglichen werden.

5 kg des zu untersuchenden Steinmaterials, das durch Waschen von anhaftendem Staub befreit worden ist, werden in einen der Zylinder gebracht und dieser wird durch einen dicht schliessenden Deckel mit Kautschukdichtung verschlossen. Der Zylinder macht 2000 Drehungen in der Stunde.

Ein an einer der Wellen befestigter Tourenzähler gestattet die Regelmässigkeit des Ganges der Maschine zu kontrollieren.

Nach Verlauf von 5 Stunden, d. h. von 10000 Umdrehungen, hält man den Apparat an, öffnet den Zylinder und giesst den Inhalt in Behälter.

Man wäscht dann sorgfältig den Zylinder, sowie den Deckel und fängt das erzielte Waschwasser in den Behältern auf. Jeder Stein wird dann gewaschen, unter Wasser gebürstet und so vom Staube befreit, der in dem Waschwasser als Schlamm zurückbleibt. Dieser Schlamm wird auf 2 übereinander gestellte Durchschläge geworfen, deren Löcher 0,01, resp. 0,0016 m Durchmesser haben.

Man trennt mithin in 3 Korngrössen und zwar:

1. in Körner, die durch den Ring von 0,01 m Öffnung nicht durchgehen,
2. in Körner, die diesen Ring passieren, aber stärker sind als 0,0016 m,
3. in den eigentlichen Schlamm und die Körner von weniger als 0,0016 m.

Der erste Posten wird verworfen und mit den Steinen des Musters vereinigt.

Der zweite Posten wird zur Berichterstattung aufbewahrt.

Der dritte Posten wird getrocknet und gewogen; sein auf 5 kg bezogenes Gewicht ergibt den gesuchten Abnützungskoeffizienten.

Die Kommission spricht den Wunsch aus, dass diese Versuche noch mit einer in den Zylinder eingeführten gusseisernen Kugel wiederholt und die so erzielten Ergebnisse mit denen des gewöhnlichen Verfahrens verglichen werden.

---

[1]) Bulletin du Ministère des travaux publics, Ann. d. p. et ch. Lois, Décrets etc. 1879, p. 132. Mitteilungen darüber in Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, Berlin 1885, S. 29.

[2]) Siehe Gary, Die Vorschläge für die Prüfung natürlicher und künstlicher Bausteine in Frankreich, Mitteilungen aus den k. technischen Versuchsanstalten zu Berlin, 1901, S. 138, sodann Strassenbaukunde S. 509.

In ähnlicher Form und in ähnlichem Umfange sollen Pflastersteine und Fliesen geprüft werden. „Die Zahl der zu prüfenden Muster soll um so grösser sein, je weniger die Mineralien je nach ihrer Herkunft homogen sind."

In ähnlicher Weise will Stock[1]) die Wirkung der beschlagenen Hufe der Zugtiere auf das Strassenbaumaterial durch eine von ihm in Vorschlag gebrachte Vorrichtung nachahmen. Dieselbe besteht im wesentlichen aus einem gusseisernen, wasserdicht abzuschliessenden Zylinder von (im Lichten) 12" englisch Länge und 6" Durchmesser. Dieser Zylinder wird mittels einer Kurbel um eine Achse gedreht, die senkrecht auf seiner Längsachse steht, so dass er sich bei jeder Umdrehung überschlagen muss; die Anzahl der Umdrehungen können an einem Zählwerke abgelesen werden. Von dem zu prüfenden Gestein werden Würfel von 1 Kubikzoll Grösse genau zugerichtet, neun Stück davon getrocknet und nach Feststellung ihres Gewichtes zusammen mit ebensoviel scharf bearbeiteten Würfeln von 0,8 Zoll Seitenlänge aus gehärtetem Stahl, welcher Kronglas leicht zu ritzen vermag, in den Zylinder eingebracht. Alsdann kommen 40 Unzen destilliertes Wasser zu den Würfeln im Zylinder, es wird dessen Deckel dicht verschlossen und schliesslich die Umdrehungen des Zylinders (40 in einer Minute) ausgeführt. Jede Umdrehung entspricht bei den gewählten Abmessungen des Zylinders einer entwickelten Länge von 1 Yard und folglich 1760 Umdrehungen einer Weglänge von einer englischen Meile. Nachdem beobachtet worden war, dass hierbei auch sehr hartes Material nur 3,5—6,0% Verlust erleidet, so sollen bei jedem Versuch 3520 Umdrehungen zur Ausführung kommen. Nach Vollendung derselben werden die Würfel herausgenommen, abgewaschen, neuerdings getrocknet und ihr Gewicht, sowie die Beschaffenheit ihrer Oberfläche festgestellt. Für jeden Versuch sind neue Stahlwürfel zu verwenden.

Versuche ähnlicher Art mit Steingeschläg und auch mit Pflasterstücken werden vielfach in Amerika ausgeführt. So heisst es z. B. in einer Veröffentlichung in den Engineering News[2]) bezüglich der Klinker für Pflasterzwecke:

Der dritte und massgebende Versuch wurde in der Art vorgenommen, dass die Versuchsstücke zunächst genau gewogen und alsdann in eine Trommel von 3 Fuss engl. Durchmesser zusammen mit 15 unregelmässig gestalteten Stücken Gusseisen gebracht wurden. Die Trommel wurde alsdann mit einer Geschwindigkeit von 20 Umdrehungen in der Minute eine Stunde lang gedreht. Die grössten Stücke jeder Probe wurden nun wieder gewogen und der Prozentsatz des Gewichtsverlustes ermittelt. Das Ergebnis war, dass der Porter-Union-Backstein einen nur wenig grösseren Prozentsatz Gewichtsverlust als der Medina-Stein zeigte. Dagegen bestanden der Canton-Backstein und der Hayden-Block diese Probe nicht so günstig wie der Union-Porter-Stein.

Einen anderen Massstab zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Pflastersteinen suchte Stadtbauinspektor Siebeneicher zu Berlin in der sogenannten Stossfestigkeit des Materials zu gewinnen. Die von ihm erdachte, seit dem Jahre 1878 von der Berliner Bauverwaltung benützte, jetzt aber wieder aufgegebene Vorrichtung besteht in der Hauptsache aus einem flachen Kreuzbohrer, der nach Form und Beschaffenheit möglichst unverändert erhalten und durch Handkurbeln betrieben wird, so zwar, dass derselbe, mit einem bestimmten Gewichte belastet, aus bestimmter Höhe auf dieselbe Stelle des zu untersuchenden Steines fallend, ein Loch von bestimmter Tiefe in denselben bohrt. Die Anzahl der hierbei aufgewendeten Bohrstösse gibt eine Verhältniszahl für die

---

[1]) On the Valuation of Road Metal and Setts for Paving. By W. F. K. Stock, F. C. S., F. J. S. etc. The Engineer 1888, II, p. 173, abgedruckt auch in Engineering News 1888, II, p. 224.

[2]) A Detroit Report on Street Pavements, Engineering News 1890, I, p. 292, 338, eine Übersetzung davon unter dem Titel: Amerikanisches Gutachten über Strassenpflasterungen in der Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1890, S. 158, 173.

Härte des Gesteins[2]). Erfahrungsgemäss ist der Bohrer zu erneuern, nachdem mit ihm ein Bohrloch von 2 cm Tiefe hergestellt worden; gewöhnlich geht man mit der Lochtiefe bis auf 8 cm, wozu je nach der Härte des Gesteins 3000 bis 9000 Stösse erforderlich sind, welche Grenzen jedoch zuweilen auch überschritten werden. Die Untersuchung eines Steines in solcher Weise erfordert einen Zeitaufwand von 3—6 Stunden und zur Bedienung der Maschine werden 1 oder 2 Arbeiter verwendet.

Die nachfolgende Tabelle Nr. 75 enthält die Ergebnisse von Versuchen, welche mit der Siebeneicher'schen Vorrichtung von der Stadt-Bauverwaltung zu Berlin angestellt worden sind, wozu allerdings bemerkt wird, dass dieselben mit einer, in einzelnen Teilen vielfach abgeänderten Maschine ausgeführt worden seien, weshalb die Ergebnisse vielleicht nicht durchweg den Ansprüchen vollständiger Genauigkeit und Bestimmtheit genügen.

Tabelle 75.

Versuche mit der Siebeneicher'schen Vorrichtung auf Stossfestigkeit.

Nr.	Steinart	Bezugsort	Verhältniszahl der Stossfestigkeit		
			Einzelwert	Mittelwert	Gesamtmittel
1.	Porphyr	Quenast, Belgien	7421 7650 8300	7790	6750
2.	„	Dornreichenbach, Sachsen	5700 5990 6540	6080	
3.	„	Lyptitz, Sachsen	6350 6530 6235	6370	
4.	Granit	Carlskrona, Schweden	6700 6750 7200	6880	4540
5.	„	Strehlen, Schlesien	4340 4455 4855	4550	
6.	„	Grossrosen, Schlesien	4145 5285 5755	5060	
7.	„	desgl.	3365 3565 3375	3440	
8.	„	Mauthhausen, Österreich	3150 3370 3515	3345	
9.	„	Vilshofen, Bayern	2840 3235 3605	3230	
10.	„	Ilsenburg, Harz	4550 4750	4650	
11.	„	Cercan, Böhmen	6400	6400	
12.	„	Bornholm, Schweden	4575	4575	

[2]) Siebeneicher, Maschine zur Prüfung von Pflastersteinen auf ihre Härte, Deutsche Bauz. 1879, S. 290.

Nr.	Steinart	Bezugsort	Verhältniszahl der Stossfestigkeit		
			Einzelwert	Mittelwert	Gesamtmittel
13.	Grünstein	Senftenberg, Lausitz	4300 4810 4955	4690	4690
14.	Grauwacke	Wildemann, Harz	3570 3960 5750 8400	5420	5420
15.	Kohlensandstein	Comblain au Pont, Belgien	3025 4295 4580	3970	
16.	"	Osnabrück	4250	4250	4330
17.	"	Plötzky, Magdeburg	4690 5120	4905	
18.	Trachyt	Stenzelberg, am Rhein	2650 2850 3700	3070	3070
19.	Diorit	Pfalz	2640	2640	2640
20.	Basalt, Säulenbasalt	Schlesien	11350		
21.	Basalt	Sachsen	10440		
22.	"	Pirnai, Böhmen	14400		12490
23.	"	Böhmen	15150		
24.	"	"	16400		
25.	"	Schlesien	7200		
26.	Gebrannte Steine	Pest	5775		5775
27.	Kunstbasalt	a) Schattau, Böhmen	2430 3175 3240 3535	3095	
		b) desgl.	1250 1450 3250 3350 3750 4300	2890	2970

Bei den unter 27 b angeführten Versuchen wurde die Abnahme der Härte nach dem Innern der Steine wie folgt gefunden

Lauf. Nr.	Härteverhältnis bis zur Lochtiefe von bezw.				
	2 cm	2—4 cm	4—6 cm	6—8 cm	zusammen
1	400	350	250	250	1250
2	450	350	350	300	1450
3	1050	1000	650	550	3250
4	950	900	900	600	3350
5	1050	950	900	850	3750
6	1250	1200	1100	750	4300

3. Bestrebungen zur Erzielung einheitlicher Prüfungsmethoden.

Es ist von der grössten Bedeutung für die Verwert- und Vergleichbarkeit der durch Materialprüfungen gewonnenen Zahlen, dass diese unter gleichen Umständen, also nach einem und demselben Verfahren und an gleich geformten, in der Grösse möglichst übereinstimmenden und in gleicher Weise hergestellten Probekörpern vorgenommen werden. Zur Herbeiführung möglichster Gleichwertigkeit der an verschiedenen Orten und von verschiedenen Sachverständigen ausgeführten Versuche tagte auf Veranlassung Bauschinger's im Herbst des Jahres 1884 zu München die erste Konferenz zur „Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden für Bau- und Konstruktions-Materialien", nachdem schon im Frühsommer eine Vorberatung zwischen Vorständen der bedeutendsten Materialprüfungsanstalten Deutschlands, Österreichs und der Schweiz, einer grösseren Anzahl von Produzenten und Konsumenten und mehreren Professoren verwandter technischer Fächer stattgefunden hatte. In dieser ersten Konferenz einigte man sich schon über eine Reihe wichtiger Fragen und übertrug eine Anzahl anderer Fragen einer ständigen Kommission zur Beratung. Diese Kommission führte ihre Beratungen zuerst in schriftlichem Verkehr, dann in zwei zu München am 21. und 22. September 1885 abgehaltenen Sitzungen durch und legte die Ergebnisse schliesslich einer in Dresden am 20. und 21. September 1886 abgehaltenen Konferenz vor. Von dieser wurden die Vorlagen grösstenteils gut geheissen und eine Reihe unerledigt gebliebener Aufgaben einer zweiten ständigen Kommission zugewiesen zur Vorbereitung und Vorlage an eine dritte Konferenz. Letztere fand im September 1890 in Berlin statt, sie konnte wieder nur einen Teil der Aufgaben erledigen und überwies deshalb den übrigen Teil, vermehrt um einige neugestellte Aufgaben, einer dritten ständigen Kommission, die dann ihren Bericht einer neuen Konferenz zu Wien im Mai 1893 unterbreitete[1]).

Die auf Strassenbau-Materialien bezüglichen Beschlüsse lauten:

1. Neben der petrographischen und geologischen Bezeichnung des Steins ist sowohl der Bruch als die Bank, denen die Proben entnommen wurden, genau anzugeben. Ebenso die Zeit der Gewinnung, bezw. der Lagerung. Bei starker Bruchfeuchtigkeit hat die Gewinnung in trockener Jahreszeit zu geschehen.

Da es für die Prüfenden unter Umständen schwer ist, die Richtigkeit der Angaben der Antragsteller bezüglich der mineralogischen Bezeichnung der Gesteine zu prüfen, empfiehlt es sich, auf diese Prüfung, soferne nicht das Gegenteil verlangt wird, ausdrücklich zu verzichten und dies im Prüfungszeugnisse auszusprechen; andererseits ist es erwünscht, augenfällige Unrichtigkeiten in der Bezeichnung der Gesteine durch entsprechende Mitteilung an den Antragsteller zu beseitigen.

Ähnlicherweise möge gegebenen Falls auf eine Prüfung der Angaben über den Herkunftsort und über die Bezeichnung derjenigen Bank des Bruches, welcher das Probematerial

---

1) Ein ausführlicher Bericht über die Verhandlungen der Münchener Konferenz und der von ihr gewählten ständigen Kommission findet sich im 14. Heft der „Mitteilungen aus dem Mech.-techn. Laboratorium der k. Technischen Hochschule in München", 1886, und ein solcher über die Konferenzen in Dresden und Berlin im 22. Heft derselben „Mitteilungen" 1894. Die ebenfalls beabsichtigte Veröffentlichung des Protokolls über die in Wien abgehaltene Konferenz unterblieb damals infolge des während der Drucklegung eingetretenen Todes Bauschinger's. Sie erfolgte später im 23. Heft der „Mitteilungen" 1895 durch Gollner und Martens.

Ausserdem ist hier auf die beiden Denkschriften von Bauschinger hinzuweisen: „Beschlüsse der Konferenzen zu München und Dresden über einheitliche Untersuchungs-Methoden usw.", München 1887 bei Th. Ackermann; sodann „Beschlüsse der Konferenzen zu München, Dresden, Berlin und Wien etc.", München 1893. Eine kurzgefasste Geschichte der Bestrebungen Bauschinger's ist auch in der Gedenkrede auf Bauschinger, gehalten von Prof. F. Kick bei der internationalen Konferenz zur Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden von Bau- und Konstruktionsmaterialien in Zürich am 9. Sept. 1895 (Schweizerische Bauzeitung, 1895, Bd. XXVI, Nr. 11) zu finden.

entnommen [illegible] Prüfungs[illegible] [illegible]
Angabe [illegible] Bruch [illegible]

2. Es empfiehlt sich, [illegible] Art der Verwendung [illegible] Pflastersteine [illegible] stellung, die Prüfung vorzunehmen.

3. Es ist ferner [illegible]

4. Bei allen Strassenbaumaterialien [illegible] frostfreien Gegenden angewendet werden [illegible] durch unmittelbare Frostversuche [illegible] schrieben wurde.

Diese Prüfung hat nämlich, [illegible] Oberflächengrösse [illegible] Probestücken [illegible] wird dafür, besonders auch im Hinblick auf [illegible] stimmt. Nur bei sehr harten Steinen sind [illegible] doch unterliegt bei solchen die Frostbeständigkeit [illegible]

Die Frostprobe besteht:

a) in der Ermittelung der Druckfestigkeit [illegible] deren Vergleichung mit der Trockenfestigkeit;
b) in der Ermittelung der Druckfestigkeit [illegible] 25maligem Gefrieren und Wiederauftauen [illegible] festigkeit;
c) in der Ermittelung des Gewichtsverlustes [illegible] durch das Gefrieren [illegible] Wasser löslichen Bestandteile [illegible]
d) in der Besichtigung der gefrorenen Steine [illegible] sonders zu beachten, ob Risse [illegible]

Bei der Frostprobe sind zu verwenden:

6 Probestücke für Druckversuche im [illegible] drei parallel zum Lager, wenn diese Versuche [illegible] worden sind, wobei es wegen des Proportionalitätsgesetzes [illegible] Abmessungen als 7 cm Kantenlänge haben;

6 Probestücke für Druckversuche im [illegible] Zustande, drei senkrecht und drei parallel zum Lager zu [illegible]

6 Probestücke für die Gefrierversuche, [illegible] und drei parallel zum Lager zu zerdrücken sind.

Bei der Ausführung der Frostproben ist auf [illegible]

a) Bei der Wasseraufnahme sind die [illegible] Wasser [illegible] tauchen und erst nach und nach [illegible]
b) Zum Eintauchen soll destilliertes Wasser [illegible] werden.
c) Die wassergesättigten Probekörper sollen einer Temperatur [illegible] bis — 15° C ausgesetzt werden.
d) Die Dauer der Kälteeinwirkung soll jeweils vier Stunden betragen; der Probekörper ist im vollkommen wassergesättigten Zustande einzusetzen.
e) Das Auftauen erfolgt in einer bestimmten Menge destillierten Wassers von 15—20° C.

Eine Prüfung der Steine auf Einflüsse durch Atmosphärilien [illegible] auf sogenannte Wetterbeständigkeit kann neben der Prüfung auf Frostbeständigkeit unterbleiben. Dagegen ist ein sorgfältiges Beobachten der bezüglichen Erscheinungen in der Natur, sowie ein Sammeln der an bereits verwendeten Materialien gemachten Erfahrungen angezeigt, und zwar sind namentlich zu beobachten die Einwirkung

a) der Sonne, wie das Reissen und Springen der Steine,
b) der Luft, bezw. der Kohlensäure,
c) des Regens und der Feuchtigkeit in bezug auf Auswaschen und Zersetzen der Steine,
d) der Temperatur.

5. Die Prüfung der **Trottoirsteine** geschieht, ihrer Beanspruchung auf der Strasse entsprechend, am besten durch Ermittelung der Abnutzbarkeit und wird hierfür das von Prof. **Bauschinger** im Heft XI seiner „Mitteilungen" veröffentlichte Verfahren empfohlen. Bei allen gebrannten Steinen ist die Gleichmässigkeit der Abnützung von der äusseren Brandhaut nach dem Innern durch Wiederholung des Versuchs an demselben Stück zu ermitteln, wie andererseits diese Prüfung nicht auf **ein** Stück des zu untersuchenden Materials beschränkt bleiben darf; es ist vielmehr nötig, Stücke der geringsten, mittleren und besten zur Lieferung bestimmten Gattung zur Verfügung zu stellen.

6. Eine Feststellung des Wertes von Gesteinen als Schotter- oder Pflastermaterial kann in erledigender Weise nur durch Anlage von Versuchsstrassen erfolgen, auf welchen diese Materialien einem für das Meter Strassenbreite an Art und Gewicht tunlichst gleichen Verkehr ausgesetzt sind. Es ist dringend erwünscht, dass dergleichen Versuchsstrecken seitens der Strassenbau-Verwaltungen möglichst vielseitig und überall in gleichmässiger Weise angelegt werden. Es sei hier auf das in der Schrift: Prof. Dietrich, „Die Baumaterialien der Steinstrassen" Mitgeteilte hingewiesen.

7. Zur schnelleren Ermittelung des Wertes von neu auftretenden Schotter- oder Pflastermaterialien, als dies durch Einlegen in Versuchsstrassen möglich ist, und um die Zahl der Versuchsstrassen nicht der Zahl der Materialien entsprechend gross machen zu müssen, ist die Ausmittelung eines Verfahrens zur schnelleren Prüfung der Gesteine erforderlich. Da die Schotter- und Pflastermaterialen gleichzeitig auf Abschleifen und Abschlagen in Anspruch genommen werden, wird eine Untersuchung derselben in Drehtrommeln empfohlen, wie solche in Frankreich seit längerer Zeit in Gebrauch stehen und u. a. in der genannten Schrift von Dietrich abgebildet und beschrieben sind. Zur Erhöhung der Schlagwirkung erscheint jedoch eine Vergrösserung der Abmessungen dieser Trommeln auf 0,3 m Durchmesser und 0,5 m Höhe als notwendig. Auch die Umdrehungsgeschwindigkeit dürfte zu steigern sein; die neue ständige Kommission wird beauftragt, über die angemessene Grösse dieser Geschwindigkeit, über die Menge und Abmessungen der zu prüfenden Stücke und über die Art der Ermittelung der Abnützung in der nächsten Konferenz auf Grund praktischer Versuche zu berichten. Bemerkt sei jedoch, dass die Herstellung des Probeschotters nicht dem Antragsteller zu überlassen, vielmehr zur Erzielung grösserer Einheitlichkeit durch die Prüfenden zu bewirken sein wird.

Es ist eine Aufgabe der Praxis, die Übereinstimmung der Ergebnisse dieser Prüfungsart, welche den Vorzug vor den sonst noch versuchten Bohrmethoden (mit stets sich ändernder Beschaffenheit des Bohrers) verdienen dürfte, mit den auf Versuchsstrassen gewonnenen Ergebnissen zu prüfen.

8. Neben dieser Trommelprobe ist insbesondere bei den Schottermaterialien, welche dem Zerdrücken ausgesetzt sind, die Ermittelung der Druckfestigkeit des Gesteins an gleichartig zugerichteten Würfeln von 5—7 cm Seite erforderlich.

9. Die Pflastermaterialien sind auf Politurfähigkeit (Glattwerden) zu prüfen, und soll die neue ständige Kommission Anträge hierüber der nächsten Konferenz unterbreiten.

10. Auch bei Schotter- und Pflastermaterialien erscheint es notwendig, die Prüfung auf die geringste, mittlere und beste, zur Lieferung bestimmte Gattung des betreffenden Materials auszudehnen, da bei diesen Materialien fast in erster Linie Gleichmässigkeit des Gefüges von Wert ist.

11. Die Prüfung von Asphalten kann in erschöpfender Weise nur durch Anlage von Probe-Strassenstrecken erfolgen. Ein mit den Ergebnissen dieser Prüfung übereinstimmendes Urteil vermag man sich zu bilden:

a) Durch Bestimmung der Menge und Güte des Bitumengehaltes (ob das Bitumen natürlich oder künstlich).
b) Durch physikalische und chemische Bestimmung des Rückstandes.
c) Durch Untersuchung von Probekörpern von der spezifischen Dichtigkeit des zur Verwendung kommenden Strassenmaterials mittels der Vicat'schen Normalnadel von 1 qcm kreisförmigem Querschnitt.
d) Durch Prüfung der Abnützung solcher Probekörper mittels Abschleifen.
e) Durch Prüfung der Frostbeständigkeit solcher Probekörper.

Auf die Wiener Konferenz im Jahre 1893 folgte zwei Jahre später in Zürich die 5. Konferenz zur Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden von Bau- und Konstruktionsmaterialien. Hatten schon die früheren Versammlungen unter Bauschinger's Leitung durch den Beitritt ausländischer Fachleute mehr und mehr einen internationalen Charakter angenommen, so sah man sich damals in Zürich veranlasst, der immer mehr erweiterten Vereinigung den Namen „Internationaler Verband für die Materialprüfungen der Technik" beizulegen und besondere Satzungen dafür aufzustellen. Als Präsident des neuen Verbandes wurde Tetmajer, Professor am eidgenössigen Polytechnikum, und eine Reihe von Vorstandsmitgliedern als Vertreter der verschiedenen in Betracht kommenden Länder ernannt, als Organ des Verbandes die Zeitschrift „Baumaterialienkunde" neu gegründet. Die nächste (6.) Konferenz fand alsdann am 23., 24. und 25. August 1897 zu Stockholm statt, die im Jahre 1899 zu St. Petersburg geplante Konferenz musste unterbleiben, so

dass die 7. Konferenz erst am 9.—14. September 1901 und zwar in Buda-Pest tagte. Auch der für 1904 in St. Petersburg in Aussicht genommene Kongress des internationalen Verbandes fiel aus; für 1906 endlich steht eine Konferenz in Brüssel bevor. Bezüglich der Untersuchung von Strassenbaumaterialien ist aus den Arbeiten dieser Versammlungen nichts Neues zu berichten.

Dagegen ist bemerkenswert, dass sich neben dem „Internationalen Verband für die Material-Prüfungen der Technik“ im Jahre 1896 zu Karlsruhe ein „Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik“ gebildet hat, der nach § 2 seiner Satzungen „die Entwicklung und Vereinbarung einheitlicher Prüfungsverfahren zur Ermittelung der technisch wichtigen Eigenschaften der Baustoffe und anderer Materialien, sowie die Vervollkommnung der hierzu dienenden Einrichtungen im Interesse der deutschen Technik“ erstrebt.

Auch dieser deutsche Verband hat seither eine Reihe von Vorstands- und Hauptversammlungen abgehalten, von deren die Strassenbaumaterialien betreffenden Arbeiten besonders solche über Witterungsbeständigkeit und dergl. zu erwähnen sind.

Ausserhalb Deutschland, in Frankreich, Amerika, Italien, bestehen ebenfalls besondere Verbände zur Prüfung von Konstruktionsmaterialien. Der internationale Verband für die Materialprüfungen der Technik hat eine Kommission mit dem Auftrage eingesetzt, über die Gegensätze zu berichten, die sich in den Beschlussfassungen der internationalen Konferenz zu München, Dresden, Berlin, Wien und Zürich zur Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden von Bau- und Konstruktionsmaterialien und in den Beschlüssen der „Commission française des méthodes d'essai des matériaux de construction“ vorfinden; auch sollte diese Kommission Antrag stellen, in welcher Weise die Gegensätze behoben werden könnten. Nach dem Protokoll der 5. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik in Rübeland (Harz) im September 1903 ist dem Antrage Gary's entsprechend der Vorstand ermächtigt worden, die Berichte (Druckschriften) der ausländischen Verbände mit Auswahl übersetzen zu lassen und den Verbandsmitgliedern zugänglich zu machen.

Bezüglich der in Frankreich ausgeführten einschlägigen Arbeiten mag noch folgendes an dieser Stelle angeführt werden. Dort wurde, nachdem schon gelegentlich der Weltausstellung zu Paris im Jahre 1889 das Materialprüfungswesen auf einem Kongresse behandelt worden war, im Ministerium der öffentlichen Arbeiten eine „Commission des méthodes d'essai des matériaux de construction“ einberufen. Über die Beschlüsse dieser Kommission bezüglich der Untersuchung von Metallen und Bindemitteln, die in einer ausführlichen, bei Ch. Dunod in Paris erschienenen amtlichen Veröffentlichung bekannt gemacht sind, berichtet das Ergänzungsheft I der Mitteilungen aus den k. technischen Versuchsanstalten zu Berlin vom Jahre 1896 und über die die natürlichen Bausteine und insbesondere die Strassenbaumateralien betreffenden Beschlüsse finden sich Angaben in den Mitteilungen aus den k. technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1901 S. 127, bezw. 137.

Die letztgenannten, von dem Vorsteher der Abteilung für Baumaterialprüfung, Prof. Gary, gemachten Angaben sollen an dieser Stelle wiedergegeben werden:

Für die Strassenbaumaterialien hat die französische Kommission besondere Vorschriften für nötig gehalten.

Im allgemeinen sind, was Chausseen und die zu deren Bau notwendigen Materialien anbelangt, nur Versuche an den Materialien für sich allein ausführbar. Die Anwendung der mit den Materialien erzielten Ergebnisse auf die Chausseen selbst kann nur mit ausserordentlicher Zurückhaltung und sehr viel Umsicht geschehen, wobei die vorliegenden äusseren

Einflüsse auf die Erhaltung der Chausseen, die bis jetzt noch nicht messbar sind, berücksichtigt werden müssen (meteorologische Verhältnisse, Verkehr, Natur des Bodens usw.).

Im allgemeinen können die Versuchsergebnisse nur dann auf die Praxis Anwendung finden, wenn die Materialien homogen sind.

Die Prüfung der Steine soll nach 3 Richtungen hin erfolgen und zwar:

„1. auf Zusammensetzung nach Korngrösse,
2. auf mineralische Zusammensetzung und
3. auf physikalische und mechanische Eigenschaften der Steine.“

a) Entnahme der Muster.

Das Muster muss einerseits die Materialien enthalten, so wie sie zum Gebrauch bestimmt sind, anderseits möglichst grosse Stücke von Material aus den Steinbrüchen und in einer Anzahl, die so viel als möglich dem verschiedenen Vorkommen entspricht.

Eine beigefügte Notiz soll über den Steinbruch selbst von verschiedenen Gesichtspunkten aus (geologische Beschaffenheit, Betriebsweise usw.) Aufschluss geben.

b) Korngrösse.

Man bestimmt die Grösse der Materialstücke mittels Durchtreibens durch unter 45° geneigte Gittersiebe, deren offene Zwischenräume von Zentimeter zu Zentimeter steigen.

Zu diesem Zweck braucht man 50 kg Material. Man nennt „Kieselsteine“ diejenigen Materialien, die durch das Gittersieb von 1 cm und weniger nicht hindurchgehen.

Die Bestimmung für die Zusammensetzung von Materialien, die durch ein Gittersieb von 1 cm hindurchgehen, geschieht mittels horizontaler Siebe aus durchlochtem Blech, entsprechend den Vorschriften für die Versuche mit Sand.

Man nennt „Kies“ diejenigen Materialien, die durch ein Gittersieb von 1 cm, nicht aber durch das gelochte Blech von 5 mm Durchmesser der Löcher hindurchgehen und „erdige und sandige Massen“ alles, was durch dieses letzte Sieb hindurchgeht.

Die hier gegebene Begriffserklärung von Kies ist nicht erschöpfend, weil sie den Anteil an Sand im Kies unberücksichtigt lässt. Körner, die noch durch das Loch von 5 mm Durchmesser fallen, aber vielleicht auf dem Loch von 4 mm Durchmesser liegen bleiben, würde man immer noch als feinen Kies ansehen müssen, keineswegs aber mit „erdiger Masse“ bezeichnen dürfen.

Die Steine selbst sollen untersucht werden auf Dichtigkeit, Härte, Druckfestigkeit, Porosität und Widerstand gegen Gefrieren, sowie gegen Abnützung.

c) Abnützung.

Das über Abnützung berichtete ist schon mitgeteilt worden.

Die Kommission befürwortet Versuche zur Auffindung eines Apparates, der die mehr oder minder grosse Gefahr der Materialien für das Ausgleiten der Pferde zu messen bestimmt ist.

Für natürliche Pflastersteine werden noch folgende Versuchsregeln empfohlen:

Vor der Verwendung eines Materials wird die Einzelprüfung der auf einer ebenen Fläche ausgebreiteten Materialien empfohlen. Die Art des durch den Schlag eines Hammers hervorgebrachten Tones scheint über die Homogenität desselben Pflastersteines wichtige Aufschlüsse zu geben und die Anwesenheit von Adern oder Fehlern anzeigen zu können. Ebenso scheint das Begiessen der Pflastersteine und die Feststellung der Geschwindigkeit des Auftrocknens die Beurteilung der Homogenität der Lieferung zuzulassen.

Für künstliche Materialien soll die Fabrikation hinsichtlich ihrer Gleichmässigkeit besonders beachtet werden. „Sie ist mit allen darauf bezüglichen Einzelheiten anzugeben.“ Diese Vorschrift dürfte bei allen Fabrikanten lebhaften Widerspruch finden. Freilich wird nur, wenn man die Zusammensetzung der künstlichen Steine genau kennt, die folgende Forderung zu erfüllen sein:

Die Rohmaterialien, die bei der Fabrikation des Kunstproduktes Verwendung finden, sind nach den für jedes derselben aufgestellten Regeln zu prüfen.

Mit den fertigen Fabrikaten sind, wie oben angegeben, Versuche vorzunehmen.

Asphalt.

Asphalt soll geprüft werden:

1. auf Homogenität,
2. auf Gehalt an Bitumen,
3. auf chemische Zusammensetzung des von Bitumen befreiten Gesteins.

1. Die einfache Inaugenscheinnahme des Gesteins lässt durch die verschiedenartige Färbung erkennen, ob das Bitumen in dem Gestein gleichmässig verteilt ist. Wenn das Muster in Pulverform eingereicht worden ist, empfiehlt sich die Anwendung der Lupe, um die Homogenität festzustellen.

2. Nachdem man, an verschiedenen Stellen des zu untersuchenden Gesteins, entnommene Proben gepulvert und gut gemischt hat, so dass ein recht homogenes Pulver erzeugt worden ist, lässt man es mit den nötigen Vorsichtsmassregeln trocknen und nimmt davon 1 Gramm. Man bestimmt die Menge des in diesem Gramm enthaltenen Bitumens, indem man es mittels entsprechender und wiederholter Waschungen mit reinem Schwefelkohlenstoff, der frei ist von Schwefel und beim Verdunsten keinen Rückstand lässt, auflöst. Zwecks Prüfung bestimmt man das Gewicht des nach dem Waschen übrig gebliebenen Pulvers.

Die chemische Analyse findet wie gewöhnlich statt; man beschränkt sich namentlich darauf, den Gehalt an Sand, Ton und Eisenkies zu bestimmen.

Die Kommission regt Versuche an bezüglich der Bestimmung der Feinheit des Pulvers und ihres Einflusses auf die Güte des Asphalts.

Die für die chemische Untersuchung von Bitumen anempfohlenen Versuche sind:

1. Gewichtsverlust bei 100° C,
2. Gehalt an Ton,
3. Anwesenheit von Schwefel,
4. Anwesenheit von Pech.

Die Kommission hält es für wünschenswert, dass die vorerwähnten und alle anderen als nützlich erkannten Versuche in verschiedenen Laboratorien und auf verschiedene Weise ausgeführt werden, und dass die durch die verschiedenen Verfahren erhaltenen Ergebnisse verglichen werden, damit die empfehlenswerten Verfahren festgestellt und einheitlich gestaltet werden können.

Sehr erwünscht wäre es, wenn die französische Kommission dabei auch die Erfahrungen des Auslandes berücksichtigen würde; dann liessen sich leichter internationale Vereinbarungen treffen.

b) Gütebestimmung der Materialien durch Erprobung auf Versuchs-Strassen.

Unmittelbarer wie in den Prüfungsanstalten lässt sich die Brauchbarkeit der Materialien durch wirkliche Verwendung auf der Strasse ermitteln. Dieser Weg ist zur Erprobung von Beschotterungsmaterial[1]) wiederholt betreten worden, zuerst in Frankreich, sodann in ausgedehnter Weise in Bayern und auch in anderen Ländern und Teilen Deutschlands.

Versuchsstrassen in Frankreich.

In Frankreich war man schon seit längerer Zeit veranlasst, zur Erzielung einer gerechten Verteilung der für die Strassenunterhaltung ausgeworfenen Summen auf die verschiedenen Departements die Verkehrsgrösse, den Material- und Arbeitsaufwand, sowie den Betrag der Abnützung der Fahrbahn für die einzelnen Strassen festzustellen[2]). Im Jahre 1877 wurden die Oberingenieure abermals durch ein Rundschreiben vom 15. März angewiesen, direkte Versuche über die Abnützung der mit verschiedenen Materialien unterhaltenen sämtlichen Staatsstrassen auszuführen[3]). In dem betreffenden Rundschreiben heisst es wörtlich:

„En résumé, j'insiste pour que, dans tous les départements, on entreprenne des expériences directes sur l'usure des chaussées entretenues avec les diverses natures de matériaux employés à l'entretien. On déduirait de ces chiffres la consommation effective des matériaux de diverses natures par kilomètre et par cent colliers, et les résultats des expériences seraient communiqués, chaque année à l'administration avec des détails suffisants pour permettre d'en apprécier la valeur."

Nachdem auch hierbei ganz entsprechende Ergebnisse nicht erzielt worden waren, sah sich die Ministerial-Kommission, welche die zur Unterhaltung der Staatsstrassen für das Jahr 1879 ausgeworfenen Mittel zu verteilen hatte, ver-

---

[1]) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, S. 38, macht beachtenswerte Vorschläge zur Ausführung gepflasterter Versuchsstrecken.

[2]) Siehe das Rundschreiben des Ministers der öffentlichen Arbeiten an die Oberingenieure vom 6. Juni 1850 in den Ann. d. ponts et chauss. 1850, Lois etc. p. 410; sodann die Ergänzungen und Abänderungen der darin angegebenen Gesichtspunkte in den Verordnungen vom 3. Okt. 1857, 15. Juni 1862, 18. März 1864, 20. März 1872.

[3]) Ann. d. ponts et chauss., 1879, Lois etc., p. 111. Siehe auch das Rundschreiben an die Präfekten vom 3. April 1877, ebenda 1877, Lois etc., p. 700.

anlasst, weitere hierauf bezügliche Anträge zu stellen[1]). Daraufhin ergingen zwei neue Rundschreiben des Ministers, eines vom 23. Juli 1878, das nun endlich die Anlage besonderer Versuchsstrecken in der Nähe des Amtssitzes des betreffenden Ingenieurs, sowie jener Stationen, die bei der letzten Verkehrszählung benützt worden waren, anordnete; sodann ein anderes vom 18. Dezember 1878, das mit Rücksicht auf den erforderlichen grossen Zeitaufwand für die Beobachtungen an Versuchsstrassen gleichzeitige Laboratoriumsversuche unter Festhaltung der D e v a l'schen Trommelprobe bestimmte[2]). Über die Einzelergebnisse der auf den französischen Versuchsstrassen angestellten Beobachtungen ist wenig bekannt geworden, man weiss jedoch, dass die erzielten Ergebnisse keineswegs durchaus befriedigt haben[3]).

Versuchsstrassen in Bayern.

Laut der bayerischen Instruktion[4]) sollte in jedem Bauamts-Bezirk in einer für die unmittelbare Überwachung durch einen Baubeamten günstigen Lage und im Bezirke eines zuverlässigen Strassenwärters eine Strecke zu den vergleichenden Versuchen bestimmt werden. Auf derselben sollten so viele Abteilungen von nicht unter 50 m gebildet werden, als verschiedene Materialien zu prüfen wären. Diese Abteilungen sollten so viel als möglich gleiche Verhältnisse in bezug auf Verkehr, Untergrund, Gefälle, Feuchtigkeit, Lage zu den Himmelsrichtungen usw. darbieten. Mit dem Aufbringen der Versuchsmaterialien über die von dem Fuhrwerke benützte Breite der Fahrbahn sei bei der Herbsteinbettung des Jahres 1880 vorzugehen, und zwar nach der gewöhnlichen Unterhaltungsweise, jedoch in so reichlichem Masse, dass ein neuer Fahrbahnkörper von 0,12—0,15 m Stärke gebildet würde und die Versuchsmaterialien sich so verhalten, als ob die Versuchsabteilungen schon früher und ausschliesslich mit dem betreffenden Material unterhalten worden wären. Um eine Überhöhung der Fahrbahn zu vermeiden, wurde empfohlen, zu den Versuchen eine Strassenstrecke mit ungenügender Wölbung auszuwählen. Die neue Strassenstrecke sollte gewalzt werden, wenn eine Bindung des aufgebrachten Materials zu schwer erfolgte und deshalb Verkehrsstörungen zu befürchten wären.

Die eigentlichen Versuche hatten vor der Herbsteinbettung 1881 zu beginnen. Es war zu erwarten, dass um diese Zeit der Fahrbahnkörper vollkommen gedichtet und seine Oberfläche glatt genug war, um die Aufnahme von Querprofilen in Abständen von nicht über 2 m zu ermöglichen. In einem besonderen Akt sollten Lageplan, Längen-Nivellement, die Querprofile und eine klare Darlegung aller Umstände enthalten sein, die für die Wahl der Versuchsstrecke massgebend waren und auf den Verbrauch von Deckmaterial und Handarbeit bestimmend einwirkten. Am Schlusse jeder Unterhaltungsperiode, nämlich vor jeder Herbsteinbettung, sei die Strassenoberfläche wiederholt durch Querprofile aufzunehmen. Die Minderung oder Mehrung des Strassenkörpers sei durch Multiplikation mit 1,4[5]) auf „Material im Übernahmezustand" zurückzuführen

[1]) Der betreffende Kommissionsbericht findet sich in den Ann. d. ponts et chauss. 187[illegible], Mém. I. p. 299, 307.

[2]) Ann. d. ponts et chauss. 1878, Lois etc., p. 1222, sodann ebenda 1879, Lois etc., p. 132.

[3]) Eine Mitteilung: M. M e n c h e d e L o i s n e, Note sur la qualité des matériaux d'empierrement de provenance extérieure, employés dans le département de l'Aisne, findet sich in Ann. d. ponts et chauss. 1883, Mém. I. p. 5.

[4]) Über Bestimmung von Qualitätskoeffizienten für die auf den bayerischen Staatsstrassen verwendeten Deckmaterialien und die Grenzen ihrer Verwendung. Vom k. bayer. Oberbaurat J. S c h m i d, Zeitschrift f. Baukunde 1882, S. 3.

[5]) Diese Annahme stimmt mit der in Frankreich üblichen überein, wonach 100 cbm angeliefertes Kleinschlag 71,4 cbm festgefahrene Decklage gibt.

K a v e n (Der Wegebau, 2. Aufl., Hannover 1870, S. 230) sagt: In einer festen Steinschlagdecke ist das [illegible]fache ihres Inhalts an Steinschlagmaterial enthalten. Ein Faden (1024

und aus dem gefundenen Werte und der Menge des verwendeten Materials die Menge des wirklich verbrauchten, ohne Rücksicht auf allenfallsige Änderungen im Innern des Fahrbahnkörpers zu berechnen.

Kubikfuss, 1 Kubikfuss hannov. = 0,0242 cbm) Bruchsteine enthält, je nach dem mehr oder minder sorgfältig geschehenen Aufruten und nach der Lagerhaftigkeit der Steine 0,54 bis 0,66 an festem Steinmaterial, im Mittel also 0,60, und 1 Kubikfuss Steinschlag 0,5 Kubikfuss festes Material. Ein Kubikfuss fester Bahn enthält 0,80 bis 0,84 festes Material. Zu einem Faden konsolidierter Bahn gehören also durchschnittlich $\frac{0,82}{0,6} = 1,37$ Faden Bruchsteine und $\frac{0,82}{0,5} = 1,64$ Faden Steinschlag und 1 Faden Bruchsteine gäbe $\frac{0,6}{0,5} = 1^1/_5$ Faden Steinschlag. —

Gravenhorst (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1887, S. 418) hat durch Querschnitts-Aufnahmen gefunden, dass 100 cbm loser Steinschlag höchstens 75 und mindestens 64 cbm feste Decke liefern.

An dieser Stelle bemerkenswert sind Versuche mit nicht porösen, festen Gesteinen, welche Bokelberg veranlasst hat. (Über die Grösse der leeren Zwischenräume im gehäuften, lockeren Steinschlage und in Steinschüttungen anderer Art, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1856, S. 225.) Es wurde dabei die Anzahl der im Messkasten vorhandenen Steine, ihre durchschnittliche Grösse, das Gewicht der Schüttung vor und nach Ausfüllung der Zwischenräume mit Wasser, das Gewicht der Wassermenge, welche die Zwischenräume erfüllte und endlich das Volumen des Wassers (d. h. die Hohlräume) und der Steine erhoben. Von einer Wasseraufnahme des Gesteins wurde abgesehen, nachdem dieselbe durch vorausgegangene besondere Versuche als unbedeutend nachgewiesen worden.

Es hatte sich nämlich ergeben, dass das Gewicht des binnen 24 St. in die Steinbrocken eingedrungenen Wassers bei

Grauwackensandstein vom Rammelsberge bei Goslar	vom spez. Gew. 2,66	nur 0,0026
Grauwacke, quarzig, ebendaher	„ „ 2,7	„ 0,0036
Keupersandstein vom Lüningsberge bei Aerzen	„ „ 2,59	„ 0,0041
Diabas vom Steinberge bei Goslar	„ „ 2,92	„ 0,0028
Gabbro aus dem Radautale bei Harzburg	spez. Gew. 2,88—3,10	„ 0,0020

vom Gewichte der völlig trockenen Brocken betrug.

Aus den in einer Tabelle a. a. O. zusammengestellten Versuchsergebnissen wurden folgende Tatsachen festgestellt:

1. Locker gehäufte, eckige Bruchsteine von unregelmässiger Gestalt geben im Raumverhältnisse zur Einheit der ganzen Masse für die Zwischenräume derselben 0,51
2. Geschüttete Steine von weit geringerer, aber unter sich nicht sehr verschiedener Grösse, und zwar
   a) Steinschlag aus eckigen Bruchsteinen 0,50
   b) „ aus kleinen Findlingen, teils eckig, teils rund 0,47
3. Geschüttete eckige Steine von sehr ungleicher und geringer Grösse
   a) Steintrümmer und Splitter allein 0,46
   b) Steinschlag mit $^1/_{16}$ Steinsplitter gemischt 0,46
4. Trockener, feiner Quarzsand von ungleichem Korn 0,43
5. Desgl. feuchter Sand 0,41—0,37
6. In einem Kasten zusammengepackte Bruchsteine von unregelmässiger Form 0,40
7. Geschüttete, abgerundete Steine von verschiedener Grösse, mit eckigen gemischt 0,39
8. Geschüttete, abgerundete Steine von geringer, aber sehr verschiedener Grösse (Lesesteine) 0,37
9. In einem Kasten zusammengepackte Bruchsteine von regelmässiger Form 0,34
10. Sehr dicht zusammengeschütteter feiner und trockener Sand 0,33
11. In einem Kasten zusammengelegte, rundliche Pflastersteine von ungleicher Grösse 0,28
12. Dasselbe Material, sehr dicht aufgerutet 0,26
13. Lagerhafte Bruchsteine, sehr dicht und in kleinen Haufen aufgerutet 0,27
14. Unlagerhafte Bruchsteine, locker und in grossen Haufen aufgerutet, höchstens 0,46

Die gewonnenen Ergebnisse lassen sich folgendermassen aussprechen:

Unter sonst gleichen Umständen ist die Grösse des gleichmässigen Korns ohne erheblichen Einfluss auf das ganze Volumen der Zwischenräume.

Werden Steine und Steintrümmer von sehr ungleicher Grösse untereinander gemengt, so werden die Zwischenräume im ganzen kleiner. Sie nehmen um so mehr ab, je beträchtlicher der Unterschied in der körperlichen Grösse des Mengmaterials ist und je einfacher und vollständiger die Zwischenräume der grösseren Steine von den kleineren Stücken ausgefüllt werden.

Für jede Versuchsabteilung war in jeder Unterhaltungsperiode zu verzeichnen: Menge und Grösse des verwendeten Kieses und Kleingeschlägs, die vom Strassenwärter und den Hilfswärtern auf die Unterhaltung der Fahrbahn aufgewendeten Tagschichten und die hierfür sich berechnenden Kosten, endlich die Witterungsverhältnisse und die Zeit, während welcher die Strasse mit Schnee und Eis bedeckt war.

Die Verkehrsgrösse sollte in jedem Jahre, ausgeschieden nach landwirtschaftlichem, Personen-, Fracht- und leerem Fuhrwerk erhoben und das Durchschnittsgewicht dieser vier Fuhrwerksgattungen festgestellt werden. Endlich sollte von den Versuchsmaterialien je 0,025 cbm aufbewahrt werden.

Um die Menge des bei einer bekannten Verkehrsgrösse und der beobachteten Witterung auf einer bestimmten Versuchsstrecke zu Verlust gegangenen Materials angeben zu können, muss neben der Menge des eingebauten Materials auch das Mass der Abnützung bekannt sein, das die Strassenoberfläche erlitten. Eigentlich wären auch noch etwaige Veränderungen im Innern des Fahrbahnkörpers in Betracht zu ziehen, doch sieht man von diesen in der Regel ab.

Das Verfahren zur Bestimmung der Strassen-Abnützung überhaupt besteht in

Aufgraben des Strassenkörpers (Sondierungen).

1. dem Aufgraben des Strassenkörpers und genauer Untersuchung desselben.
2. der Aufnahme von Querschnitten.

Aufgrabungen sind insbesondere seit langer Zeit in Frankreich üblich gewesen. Dieselben (les sondages des chaussées) sind wiederholt im Rundschreiben des Ministers der öffentlichen Arbeiten behandelt worden[1]. Unter dem 4. März 1898[2]) bestimmt das Ministerium, dass nach den zuletzt im Jahre 1891 stattgehabten Aufgrabungen neue Untersuchungen dieser Art in den Jahren 1898/99 auszuführen seien, und zwar nach dem Verfahren des General-Inspektors Parlier. Demnach sollten die Aufgrabungen (nicht bei Regenwetter oder wenn der Strassenkörper durchnässt ist, weil dann die Trennung der Steinbrocken und der zerkleinerten Materialien [détritus] erschwert wäre) alle 200 m, 20 m hinter

---

Runde Steine legen sich unter übrigens gleichen Umständen dichter zusammen, als eckige von sehr unregelmässiger Form.

Werden also aufgehaufte runde Steine in eckigen Steinschlag zerkleinert, so nimmt letzterer einen grösseren Raum ein, wobei die Zwischenräume desselben durchschnittlich um 1/12 bis 1/10 sich vergrössern.

Dasselbe findet statt, wenn aufgerutete oder dicht gepackte Bruchsteine von ungleicher Grösse und unregelmässiger Form bis zu einer Grösse von 3—8 Kubikzoll zerschlagen werden. Die Raumvermehrung ist in beiden Fällen um so bedeutender, je grösser die einzelnen gepackten Steine waren. Abgerundete Steine verschiedener Grösse, in ein grosses Hohlmass geworfen oder geschüttet, legen sich in der Regel ebenso dicht zusammen, als eckige aber sehr unregelmässig geformte Steine, wenn letztere in gewöhnlicher Art aufgerutet werden.

Werden abgerundete Pflastersteine in ein Hohlmass gepackt, oder eckige Bruchsteine darin zusammengelegt, so entsteht im ganzen ein grösserer Zwischenraum, als wenn dieselben Materialien im freien Raum gepackt oder aufgerutet werden, welcher Unterschied in allen Fällen um so grösser wird, je kleiner das Hohlmass ist. Es kann derselbe für ein Mass von 16 Kubikfuss Rauminhalt schon 1/32 bis 1/8 betragen.

Werden Schüttungen in kleineren Gefässen gemessen, so stellt sich das Volumen der Zwischenräume grösser dar, als wenn das Hohlmass geräumiger ist. Um einen grossen Kasten von 16 Kubikfuss Inhalt mit Steinschlag zu füllen, mussten in 9 Fällen durchschnittlich 17 Kasten von 1 Kubikfuss Inhalt entleert werden.

Auch die Art der Zusammenschüttung ist von grossem Einflusse auf das ganze Volumen der leeren Zwischenräume. Ganz trockener, locker geschütteter Sand liess sich durch starkes und wiederholtes Rütteln in einem kleinen Gefässe von 8 Kubikzoll Grösse um 1/8 seines ursprünglichen Rauminhaltes verdichten.

[1]) Instruktionen darüber wurden unter dem 30. August 1851 (Ann. d. ponts et chauss. 1851, Lois etc. p. 277), 20. November 1865 und 10. Januar 1874 erlassen. (Ebenda 1879, p. 112.)

[2]) Ann. d. ponts et chauss. 1898, Lois etc., p. 422 samt den zugehörigen Instruktionen.

jedem Hektometerstein von ungerader Nummer (also 10 m weiter als im Jahre 1891) auf die Hälfte der Strassenbreite, abwechselnd links und rechts in folgender Weise ausgeführt werden:

Es wird ein Streifen der Beschotterung von 0,50 m Breite durch eine ringsum geführte, mit dem Pickel hergestellte Rinne abgetrennt; der Aushub aus der Rinne wird beiseite geworfen. Die Dicke des so abgegrenzten Streifens wird an einem der Ränder in 3 Punkten gemessen: ein Stichmass in der Mitte der Länge, die zwei anderen beiderseits von der Mitte um $^1/_3$ der Länge entfernt.

Sodann wird der 0,5 m breite Streifen vom Untergrund oder von der dem Strassenkörper als Unterlage dienenden Bettung mittels Hebeln abgelöst. Die auf solche Weise gewonnenen Platten (plaques) werden mit der Hand oder mittels Schlägeln zerteilt, und nach Steinbrocken und feinerem Material mittels eines Gittersiebs mit Maschen von 0,02 m Weite getrennt. Die Menge jeden Teiles wird auf $^1/_{100}$ cbm ungefähr unter Benützung rechteckiger, geeichter Kästen von 0,1 cbm Fassungsraum gemessen, in denen die Materialien mit der Hand lagenweise gleichmässig ausgeteilt werden.

Dabei wird also die Güte des Materials aus der beim Aufgraben vorhandenen Menge der Brocken von weniger als 0,02 m Grösse beurteilt, und zwar unter der Voraussetzung, dass der fertiggestellte Chausseekörper lauter Brocken von normaler Grösse enthalten habe.

Profilographen.

Zur Aufnahme der Querschnitte auf den bayerischen Versuchsstrecken wurde der in Abb. 155 dargestellte, ebenfalls in der Zeitschrift f. Baukunde

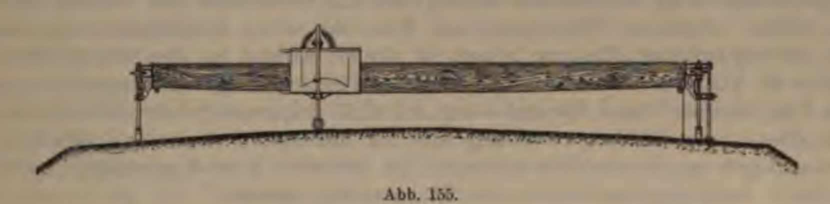


Abb. 155.

1882 beschriebene, von Oberbaurat Schmid konstruierte Profilograph verwendet.

Den Träger der eigentlichen Messvorrichtung bildet ein hochkantig gestelltes Brett, an dessen Enden zwei eiserne Stücke angeschraubt sind, so dass seine obere Fläche mit jener der Endstücke genau zusammenfällt. Indem letztere auf eiserne, oben in Schraubenspindeln endigende Ständer gesteckt sind und durch beiderseitige Schraubenmuttern gehoben und gesenkt werden können, lässt sich das Brett verschieden hoch und mit Hilfe einer an seinem Ende eingelassenen Röhren-Libelle wagrecht stellen. Die Höhenlage der Brettoberkante wird an dem neben dem einen Ständer angebrachten, in Millimeter geteilten Massstabe abgelesen.

Längs dem wagrecht gestellten Brette und auf seiner oberen Fläche gleitend kann nun ein blechernes Gehäuse verschoben werden. In demselben ist ein Rad mit Getriebe angebracht, um das ein über das Brett hingeführter und an beiden Enden desselben befestigter Stahldraht in einfacher Lage geschlungen ist, so dass die Umfangsgeschwindigkeit des Rades mit der Bewegung des Gehäuses übereinstimmt. An dem Gehäuse ist ausserdem ein eiserner Rahmen befestigt, an dessen obere Schiene ein Reissbrett verschiebbar eingehängt wird. Letzteres trägt oben eine Zahnstange und in diese greift das Getriebe des mit dem Drahte umschlungenen Rades ein; infolgedessen verschiebt sich bei einer Bewegung des Gehäuses nach der einen Seite hin das auf ihm

gleitende Reissbrett gleichzeitig nach der anderen Seite, und da sich die Halbmesser des Rades und seines Getriebes wie 10 : 1 verhalten, so beträgt der vom Reissbrett zurückgelegte Weg den zehnten Teil des vom Gehäuse beschriebenen.

Weiter ist an dem Blechgehäuse und vor dem Reissbrett eine lotrecht verschiebbare Stange angebracht, die mit einer Rolle auf der Strassenoberfläche ruht und einen Zeichenstift trägt, der durch eine Feder gegen das Papier des Reissbrettes gedrückt wird. Während also das Gehäuse seine Bewegung längs dem Brette ausführt, wobei die Rolle der zuletzt erwähnten, lotrecht verschieblichen Stange quer über die Strasse läuft, zeichnet der Fahrstift das Strassenprofil auf dem Reissbrette auf, und zwar die Längen im Massstabe 1 : 10, die Höhen in wirklicher Grösse. Durch Einstellen der verschiebbaren Hülse des Schreibstiftes in Kerben der Schubstange können drei Strassenprofile übereinander gezeichnet werden.

Näheres über Einzelheiten der Schmid'schen Messvorrichtung und ihren Gebrauch siehe in der Originalbeschreibung oder in Dietrich, die Baumaterialien der Steinstrassen. Bemerkt sei nur noch, dass auf sämtlichen Versuchsstrecken alljährlich unmittelbar vor der Herbsteinbettung, nachdem die Fahrbahn sorgfältig abgekehrt worden, in Abständen von nicht weniger als 2 m bei 50 m langen, und in Abständen von 4 m bei 100 m langen Strecken Querprofile aufgenommen werden sollten, dass an jeder Aufnahmestelle 0,60 m vom Fahrbahnrande entfernt ein Pfahl oder eiserner Nagel auf dem Fusswege eingeschlagen und einnivelliert wurde, um die Gleitfläche des Brettes mittels des früher erwähnten Massstabes zur Seite des einen Endständers einmessen und bei wiederholter Messung genau in die Höhenlage bei der ersten Messung stellen zu können, dass im übrigen die unveränderte Lage des Apparates gegen den Fahrbahnrand durch Einsenkelung auf eine gespannte Schnur bewirkt wurde und dass unter Wiederverwendung der bei der ersten Aufnahme gebrauchten Zeichenbogen graphische Darstellungen der während jeder Unterhaltungsperiode erfolgten Änderung der Strassenoberfläche erzielt wurden.

Verwandt mit dem Schmid'schen Profilographen ist das sogenannte Autodoskop von dem italienischen Ingenieur Turola[1]) in Padua.

Eine einfachere Vorrichtung schlägt Nessenius[2]) vor. Dieselbe besteht aus einem hochkantig gestellten, mit Flacheisen versteiften und von zwei Arbeitern an Handgriffen getragenen Brette mit einem festen, ständerartigen Untersatze auf der einen und einem durch Schraubengewinde bewegbaren Ständer auf der anderen Seite. Mit letzterem und unter Verwendung einer Libelle lässt sich die Oberkante des Brettes wagrecht stellen, nachdem der feste Ständer auf einen in den Fussweg eingerammten Pfahl aufgesetzt worden. Alsdann werden im Brette in Abständen von 25 [illegible] lotrechte, etwa 0,5 m lange Stäbe [illegible] festgeklemmt, ihre unter [illegible] des Apparates abgemessen und [illegible] Massstab [illegible] aufgetragen. „Diese Aufnahmen [illegible] ergeben, da die Höhenlage [illegible] die Abnützung [illegible] Profilen."

[illegible] für Ablesung auf kurze [illegible] Aufnahme von Querschnitten [illegible] in folgender Weise ver-

fahren: Jeder Querschnitt ist durch 4 Pfähle mit eisernen Nägeln festgelegt; zwei derselben, die in den Strassenkanten frostfrei versenkt sind, dienen als Festpunkte, an welche die Höhenmessung angeschlossen wird, die beiden anderen, deren Kopfoberfläche etwa 0,15 m unter Strassenoberfläche liegt, stehen zur Seite der Fahrbahn um 0,40 m von den Rändern entfernt. Zwischen dieselben passt eine 4,4 m lange, von 0,2 zu 0,2 m geteilte Messlatte, welche 4 cm von ihnen entfernt und parallel zum Querschnitte über die Fahrbahn gelegt wird, so dass bei jeder Aufnahme die Nivellierlatte stets an dieselben Stellen zu stehen kommt[1]).

Versuchsstrassen in Württemberg.

Ausser in Bayern sind auch noch in anderen Teilen Deutschlands Versuche dieser Art, so insbesondere in Württemberg, zur Durchführung gelangt. Durch Erlass der Ministerial-Abteilung für den Strassen- und Wasserbau an sämtliche k. Strassenbau-Inspektionen und die k. Strassen- und Wasserbau-Inspektion Stuttgart vom 28. März 1884, Nr. 2365 (Amtsbl. S. 154), wurden mit Genehmigung des k. Ministeriums des Innern und zugleich einem Beschlusse der Kammer der Abgeordneten vom 5. April 1883 entsprechend, Versuche angeordnet, um möglichst zuverlässige Anhaltspunkte darüber zu gewinnen, mit welchen Gesteinsarten die Staatsstrassen am besten und zugleich am billigsten unterhalten werden können und welcher Aufwand für die stets gute Unterhaltung der Strassenfahrbahnen regelmässig erforderlich ist[2]). Auf Grund genauer Vorschriften wurden von den Inspektionen genaue Pläne über die von ihnen durchgeführten Versuche ausgearbeitet, die mit Erlass vom 5. August 1884, Nr. 6201 genehmigt und mit dem Auftrag zurückgestellt wurden, nunmehr ohne Verzug die Versuche einzuleiten. Die Zahl der sämtlichen Versuchsstrecken in den 16 Inspektionsbezirken des Landes betrug 80 und diese enthielten im ganzen 380 einzelne Unterabteilungen von 30—100 m Länge; die Länge der Versuchsstrecken betrug im ganzen 24,37 km. Aus verschiedenen Gründen sah man sich veranlasst, von den Ergebnissen des ersten Versuchsjahres vom 1. Oktober 1884/85 abzusehen und für die am 1. Dezember 1888 zu fertigende Schlusszusammenstellung der Versuchsergebnisse nur die 3 Beobachtungsjahre 1885/88 ins Auge zu fassen[3]).

Leider haben die Versuchsstrassen zur Erprobung der Strassenbaumaterialien die Hoffnungen, welche man auf sie setzen zu können geglaubt hatte, nicht erfüllt. In Frankreich wurden die Ingenieure durch einen ministeriellen Entscheid vom 20. Juli 1883 ermächtigt, die unternommenen Versuche wieder auszusetzen, nachdem es innerhalb 4 Jahren nicht gelungen sei, mittels derselben das vorgesteckte Ziel zu erreichen[4]).

Auch in Bayern werden die so sorgfältig vorbereiteten, umfangreichen Versuche nicht weiter geführt.

Und was endlich Württemberg betrifft, so enthält schon der Verwaltungsbericht vom Jahre 1892, S. 11 folgenden Satz:

> Das Ergebnis dieser während eines Zeitraums von 3 Jahren fortgesetzten Versuche ist jedoch aus mehrfachen Ursachen nicht befriedigend ausgefallen und bedarf es zur Erzielung brauchbarer Resultate noch einer weiteren eingehenden Sichtung und Prüfung des hierüber vorliegenden umfangreichen Materials, die bis jetzt wegen Mangel an Personal nicht zur Ausführung gebracht werden konnte.

---

1) Gravenhorst, Über den Einfluss der Bekiesung etc. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1887, S. 412.

2) Verwaltungs-Bericht der k. Minist.-Abteilung f. d. Strassen- u. Wasserbau, I. Abt. Strassenbauwesen, Stuttgart 1891, S. 29; 1892, S. 11. Eingehende Mitteilungen darüber finden sich im Verwaltungsbericht vom Jahre 1894, S. 33 ff.

3) Erlass vom 13. Mai 1886, Nr. 4003.

4) Ann. d. ponts et chauss. 1889 Mém. II, p. 293.

Im Verwaltungsbericht vom Jahre 1894 aber heisst es auf S. 36:

Leider lassen sich aus keiner der angefertigten Übersichten unmittelbare und allgemeine Schlüsse über den relativen Wert der einzelnen Gesteinsarten und in den verschiedenen Verkehrsklassen ziehen.

Auf S. 74 aber wird das Schlussergebnis der Versuche folgendermassen zusammengefasst:

1. Bei starkem Verkehr — von etwa 1500 Zugtieren täglichem Gesamtverkehr an — ist, ausser bei ganz besonders günstigen Lage- und Steigungsverhältnissen, die Unterhaltung der Strassen mit Schotter nicht mehr rationell und daher der Übergang zu einer anderen Befestigungsweise der Fahrbahn, Pflasterung oder dgl., zu empfehlen und anzustreben.

2. Die Anwendung der Walzen zur Strassenunterhaltung ist bei allen Gesteinsarten und Verkehrsklassen vorteilhaft.

3. Es lässt sich nicht ziffermässig nachweisen, mit welchen Gesteinsarten in den verschiedenen Verkehrsklassen die beste und zugleich billigste Unterhaltung der Strassen sich erreichen lässt, doch verdient in dieser Beziehung jedenfalls bei stärkerem Verkehr, ebenso bei geringem Verkehr die Verwendung harter Gesteinsarten den Vorzug, während bei mittlerem Verkehr auch die besseren, weichen Materialien, besonders bei grossem Preisunterschied, mit Vorteil verwendet werden können.

Da hiernach der Erfolg der angestellten Versuche im Vergleich mit dem hierdurch veranlassten Zeit- und Geldaufwand ein geringer ist und deren Ergebnisse für den beabsichtigten Zweck nur wenig brauchbar und nicht unmittelbar in der Praxis zu verwerten sind, wurde die Fortführung der Versuche unterlassen, um so mehr als hierdurch — wenn auch von den nicht unerheblichen Kosten derselben abgesehen werden wollte — immerhin den Inspektionen und deren Personal eine grosse Arbeit erwachsen wäre, dieselben aber durch anderweitige Geschäfte schon vollauf in Anspruch genommen waren und damals nur wenig Hilfspersonal zur Verfügung stand. Dazu kommt noch, dass nach den gemachten Wahrnehmungen infolge der Beweglichkeit des Strassenkörpers bei eintretendem Frost und sonstiger misslicher Umstände die Aufnahmen vielfach nicht die erforderliche Sicherheit zeigten und deshalb auch bei Fortsetzung der Versuche zuverlässige und unmittelbar für die Praxis zu verwertende Ergebnisse nicht in sichere Aussicht zu nehmen waren. —

Immerhin aber haben die zahlreichen Beobachtungen auf Versuchsstrassen mancherlei Anhaltspunkte zur Bewertung der Strassenbaumaterialien geliefert und den Weg angedeutet, auf dem man zur weiteren Klarstellung dieser Angelegenheit vorzugehen habe. Besonders eingehend in dieser Beziehung hat sich der französische Minister der öffentlichen Arbeiten in seinem Rundschreiben an die General-Inspektoren vom 10. April 1889 auf Grund der von der „Commission des routes nationales“ gemachten Vorschläge geäussert[1]).

c) Wertziffern (Qualitätskoeffizienten) für Schottermaterialien.

Es tritt also die Frage auf, ob und wie sich die Güte der Strassenmaterialien ziffermässig zum Ausdruck bringen lasse.

Bei Besprechung der Strassenbefestigungsarten (der Oberbau-Konstruktionen) wurden deren Vor- und Nachteile, wie auch die Umstände hervorgehoben, unter welchen dieselben zweckmässigerweise zur Ausführung gelangen, im übrigen spielt bei der Entscheidung für die eine oder andere derselben der Kostenaufwand für den Bau und die verschiedenartigen Unterhaltungsarbeiten eine wesentliche Rolle. Aber auch nachdem man sich für eine bestimmte Konstruktion entschieden hat, kommt es, wenigstens bei Schotter- und Pflasterstrassen, darauf an, eine richtige Auswahl unter den zur Verfügung stehenden Steinmaterialien. ebenfalls hinsichtlich des Kostenpunktes, zu treffen. Für die Schotterstrassen hat man zur Erleichterung dieser Auswahl tatsächlich Klassifizierungen vorgenommen, indem man entweder von der unter bekannten Umständen beobachteten Abnützung derselben, bezw. von der Menge des Materials ausging, das zur Erhaltung einer Strasse in andauernd gutem Zustande aufgewendet werden

1) Ann. d. ponts et chauss. 1889, Lois etc., p. 233.

musste, oder aber die in Versuchsanstalten beobachteten Eigenschaften der Vergleichung zugrunde legte.

Im ersten Falle kann man sich entweder auf die Erfahrung stützen, die man bei langjähriger Verwendung der verschiedenen Gesteinsarten gemacht hat[1]), oder die auf Versuchsstrecken gewonnenen Angaben benützen, wobei nur die Übertragung auf andere Strassen, deren Neigungs- und Verkehrsverhältnisse nicht mit jenen der Versuchsstrassen übereinstimmen, Schwierigkeiten verursacht, weil man zurzeit noch nicht in der Lage ist, den Einfluss der erwähnten Verhältnisse ziffermässig auszudrücken. Ebenso schwierig ist es, aus den in Versuchsanstalten festgestellten Eigenschaften der Gesteine auf ihren Wert als Strassenbaumaterialien Schlüsse zu ziehen und es sind gerade solche Wertbestimmungen mit Vorsicht aufzunehmen.

In Frankreich hatte man bis zum Jahre 1877 den Wert der verschiedenen, zur Bildung der Chausseen-Decken verwendeten Gesteine mit den unbestimmten Ausdrücken „bonne“, „assez-bonne“, „médiocre“ etc. gekennzeichnet. Im genannten Jahre wurden die dortigen Ober-Ingenieure durch ein Rundschreiben des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 15. März[2]) aufgefordert, ihr Augenmerk auf eine bessere Kennzeichnung zu richten und Zahlen an Stelle jener Worte zu setzen. Bei Bestimmung dieser Zahlenwerte sollte angenommen werden, dass die Material-Güte, ausgedrückt durch die Wertziffer γ, im umgekehrten Verhältnisse zu der für die Längen- und Verkehrseinheit verbrauchten Material-Menge M in cbm stehe, und demnach die Gleichung

$$M \, . \, \gamma = \text{Konstante} \quad . \quad . \quad . \qquad (256$$

zutreffend sei. Als Längeneinheit wurde das Kilometer, als Verkehrseinheit 100 Zugtiere festgehalten, die Koeffizienten γ sollten zwischen 0 und 20 liegen und das Produkt $M \, . \, \gamma$ sollte 300 betragen, nachdem bekannt war, dass die besten Strassenbaumaterialien für die angegebene Verkehrseinheit und das Kilometer einen Verbrauch von 15 cbm aufweisen. Dementsprechend wurde Folgendes bestimmt.

Consommation par km et par cent colliers	Coefficients de qualité (γ)	Signification des Coefficients
15 cbm (Basalt, Diorit etc.)	20	Excellents.
20	15	Très bons.
25	12	Bons.
30	10	Assez-bons.
40	7,5	Passables.
50	6	Médiocres.
60 (Weicher Kalkstein)	5	Mauvais.

Ebenso bestimmte der Minister durch ein Rundschreiben vom 25. August 1885[3]), dass auch die Fahrbarkeit der Staatsstrassen künftig durch Zahlenwerte angegeben werden solle, so zwar, dass Einzelstrecken von 1 Hektometer Länge mittels der in der nachstehenden Tabelle angegebenen Zahlen gewertet und der Zustand der ganzen Strasse durch einen hieraus abzuleitenden mittleren Koeffizienten zum Ausdruck gebracht würde. Die zu benützenden Zahlenwerte und ihre Bedeutung sind nachstehend verzeichnet:

---

[1]) Hiervon ist nochmals bei der Unterhaltung der Schotterstrassen die Rede.

[2]) Ann. d. ponts et chauss. 1879, Lois etc., p. 111. Siehe auch: Ebenda 1877, Lois etc., p. 700, Rundschreiben des Ministers an die Präfekten vom 3. April 1877.

[3]) Ann. d. ponts et chauss. 1885, Lois etc. 2, p. 557. Siehe auch das Rundschreiben vom 19. Januar 1886, ebenda 1886, Lois etc., p. 89.

1. Catégorie Bon.	2. Catégorie Laissant à désirer.	3. Catégorie Mauvais.
20 . . Parfait.	14, 13, 12 . . Assez bon.	8, 7, 6 Médiocre.
19, 18 . . Très bon.	11, 10, 9 . . Passable.	5, 4, 3 Mauvais.
17, 16, 15 . . Bon.		2, 1 Très mauvais.
		0 Impraticable.

Gemäss der Vereinbarung $M \cdot \gamma =$ Konstante ergibt sich für ein bestimmtes Material der normale Verbrauch zu $\frac{300}{\gamma}$ cbm, wenn die Wertziffer dieses Materials bekannt ist, oder umgekehrt seine Wertziffer zu $\frac{300}{\mathcal{M}}$, wenn man den normalen Verbrauch für dasselbe kennt. An derselben Vereinbarung hält die nun schon mehrmals erwähnte Ministerialkommission auch im Jahre 1889 fest[1]) und sie ist der Meinung, dass nunmehr auf Grund des massenhaft eingegangenen Materials mit Aussicht auf Erfolg daran gegangen werden könne, die mittlere Güte der Materialien festzustellen.

Von Interesse ist auch eine hierher gehörige Arbeit von **Mille**[2]), worin er unter anderem darauf hinweist, dass es nicht richtig sei, die Güte eines Materials aus der Menge der bei der Sondierung aufgefundenen Brocken von weniger als 0,02 m Durchmesser zu beurteilen, ohne zu berücksichtigen, dass schon beim Einwalzen eine Anzahl von Brocken solcher Grösse entstehen, deren Menge bei den verschiedenen Materialien verschieden sei. **Mille** spricht sich auch gegen die Profilaufnahmen aus und ist der Meinung, dass lediglich die jährliche Verbrauchsmenge für das Kilometer Strasse durch Sondierungen zu bestimmen sei.

Was die Wertung der Gesteine im Hinblick auf die in den Prüfungsanstalten erhobenen Eigenschaften derselben betrifft, so hat **Bokelberg** einen Massstab lediglich aus der für Deckmaterialien allerdings besonders wichtigen Eigenschaft der **Druckfestigkeit** hergeleitet. In einem Vortrage[3]) über den „Nutzungswert der Wegbaumaterialien von verschiedener Beschaffenheit“ fasste er seine Erfahrungen in mehrere Sätze zusammen, wonach die Abnutzung verschiedener Materialien unter sonst gleichen Umständen sich umgekehrt wie die mten Potenzen der Druckfestigkeiten verhalten. Bezeichnet also $\mathfrak{A}_1$, $\mathfrak{A}_2$ die Abnutzungsgrösse zweier Gesteine und δ_1, δ_2 ihre Druckfestigkeiten, so fände statt

$$\mathfrak{A}_1 : \mathfrak{A}_2 = \delta_2^m : \delta_1^m \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (257$$

und zwar wäre, wenn

δ_1 und δ_2 um weniger als das Doppelte voneinander abweichen, $m = 6/4$ zu setzen, dagegen nur $5/4$, falls die Festigkeiten mehr als 1350 kg/qcm betragen;

δ_1 und δ_2 mindestens um das Doppelte voneinander abweichen, m zwischen $3/2$ und 2;

δ_1 und δ_2 mindestens um das Dreifache voneinander abweichen, m nahezu $= 2$.

Hiernach würde unter sonst gleichen Verhältnissen 1 cbm Basalt von 20000 [illegible] gleich 1690 kg/qcm ersetzt durch

[1]) Rundschreiben des Ministers vom 10. April 1889 an die Generalinspektoren samt der „Note sur les elements de l'entretien des routes nationales“, Ann. d. ponts et chauss. 1889, Lois etc., p. 236.

[2]) Mille, Ing. d. p. et ch., Note sur la détermination des coefficients de qualité des matériaux d'entretien par voie d'expériences directes, Ann. d. ponts et chauss. 1889, 2. Mém. p. 203.

[3]) Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1861, S. 357.

1,16	cbm	Basalt von	18000 ℔□"	= 1520	kg/qcm	Festigkeit
1,34	„	„	16000 „	1350	„	„
1,70	„	„	14000 „	1180	„	„
2,15	„	kieselige Grauwacke	12000 „	1010	„	„
3,00	„	kiesel. Korallenkalk	10000 „	840	„	„
3,8	„	„ „	9000 „	760	„	„
5,00	„	Muschelkalk	8000 „	680	„	„
7—8	„	Sandstein	7000 „	590	„	„
9—11	„	Kreidekalk	6000 „	510	„	„

Einen Schritt weiter ist die Grossherzogl. Oberdirektion des Wasser- und Strassenbaues in Baden gegangen, indem sie neben der Druckfestigkeit auch die Abnützbarkeit des Gesteins in Betracht zog[1]). Sie erhielt dabei die schon in Tabelle 71 in der letzten Reihe angegebenen Wertziffern γ als Quotient aus den ebenfalls in dieser Tabelle zusammengestellten Werten der Verhältniszahl δ für die Druckfestigkeit und α für die Abnützung zu

$$\gamma = \frac{\delta}{\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (258$$

also beispielsweise für Dolerit, wofür $\delta = 10{,}00$ und $\alpha = 1{,}000$ $\gamma = 10{,}00$ oder 1,00; für Basalt mit $\delta = 7{,}80$ und $\alpha = 1{,}010$ $\gamma = 7{,}72$, bezw. 0,772 usw.

Ausserdem hat man in Baden mit Zugrundelegung der gefundenen Wertziffern γ die zur Unterhaltung der Strassen erforderlichen Steingeschlägs-Mengen berechnet, indem man vom Porphyr ausging, über welchen besonders weitgehende und zutreffende Erfahrungen vorlagen. Da sich nach denselben der Bedarf an solchem Gestein für 1 km Strassenfahrbahn von durchschnittlich 5 m Breite

auf	20	cbm	in	der	VII.	Verkehrsklasse,
„	25	„	„	„	VI.	„
„	35	„	„	„	V.	„
„	50	„	„	„	IV.	„
„	65	„	„	„	III.	„
„	95	„	„	„	II.	„
„	180	„	„	„	I.	„

stellte, so ergaben sich die in der nachstehenden Tabelle aufgenommenen Werte.

Hierzu ist jedoch zu bemerken, dass die angegebenen Materialmengen als Höchstsätze zu betrachten sind und der wirkliche Verbrauch wegen der Verschiedenheit des Verkehrs in den einzelnen Strassenklassen innerhalb gewisser Grenzen schwankt. Auch hierfür sind in den „Statistischen Betrachtungen" Angaben gemacht[2]).

---

1) Statist. Betracht. über d. Aufwand f. Unterhaltung d. Landstrassen in Baden 1882, S. 7.

2) Siehe auch Bär, Das Strassenbauwesen im Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1890, S. 30 ff.

Tabelle 76.

Die in Baden für 1 km Strasse erforderlichen Materialmengen, auf Grund von Festigkeitsversuchen und Abnützungsproben festgesetzt.

	Material	Mittelwerte der Druckfestigkeit: kg/qcm	Druckfestigkeit: Verhältniszahl der Druckfestigkeit	Abnützbarkeit: in g bei 200 Umdrehungen der Scheibe	Abnützbarkeit: Verhältniszahl der Abnützbarkeit	Relativer Wert der Materialien, Wert des Dolerit = 1	Verhältniszahl der zur Unterhaltung erforderlichen Materialmengen	Auf 1 km unbedingt erforderliche Materialmenge für die Verkehrsklasse und tägliche Zugtierzahl: VII < 30	VI 30—50	V 50—100	IV 100—250	III 250—500	II 500—1000	I > 1000
1	Dolerit	3000	10,000	10,30	1,000	1,000	1,000	12	16	22	32	42	60	114
2	Basalt	2340	7,800	10,40	1,010	0,772	1,295	16	20	30	40	55	80	150
3	Porphyr: Sorte I. Typus: Dossenheimer P.	1985	6,617	8,38	0,814	0,813	1,230	16	20	27	40	50	75	140
	Porphyr: Sorte II. Typ.: VormbergerP.	1621	5,403	8,51	0,826	0,654	1,530	20	25	35	48	63	90	170
	Porphyr: Sorte III. Typ: Trabronner P.	1434	4,780	10,12	0,983	0,486	2,057	25	32	45	65	85	120	230
	Porphyr: Mittelwert	1683	5,610	9,15	0,888	0,631	1,585	20	25	35	50	65	95	180
4	Diorit (Mittel aus Sorte I und II)	2272	7,573	12,42	1,206	0,628	1,592	20	25	35	50	65	95	180
5	Syenit	1863	6,210	10,29	1,000	0,621	1,610	20	25	35	50	65	95	180
6	Gneis	1730	5,767	9,82	0,953	0,604	1,655	20	25	35	50	70	100	190
7	Granit: Sorte I. Typ.: Gr. v. Kroppenstein	1818	6,060	7,94	0,771	0,785	1,274	16	20	28	40	55	75	145
	Granit: Sorte II. Typ.: Gr. aus d. Schlücht-Tale	1700	5,667	9,72	0,944	0,600	1,667	20	25	35	50	70	100	190
	Granit: Sorte III. Typ.: Gr. vom Steinbückele	1326	4,420	10,49	1,018	0,434	2,303	30	35	50	70	95	140	260
	Granit: Mittelwert	1618	5,393	9,40	0,913	0,590	1,700	20	25	35	55	70	100	190
8	Hornblende	1540	5,133	8,95	0,869	0,590	1,700	20	25	35	55	70	100	190
9	Klingstein	1920	6,400	11,14	1,082	0,590	1,700	20	25	35	55	70	100	190
10	Rheinwacken	2245	7,483	13,05	1,267	0,590	1,700	20	25	35	55	70	100	190
11	Tonschiefer	1960	6,533	8,60	0,835	0,782	1,280	16	20	28	40	55	75	145
12	Sandstein *)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

*) Nur noch zur Unterhaltung von Gemeindewegen verwendet.

Eine Ergänzung hierzu findet sich unter V. B. 2. c: Unterhaltungsmaterial der Schotterstrassen.

In neuerer Zeit hat Stadtbaurat E. Bindewald in Kaiserslautern [1]) Qualitätszahlen für Strassenbaumaterialien aufzustellen gesucht, zuerst mit Berücksichtigung lediglich der Druckfestigkeit und Abnützbarkeit, später auch mit Rücksicht auf die Wasseraufnahmefähigkeit der Gesteine, worüber er selbst besondere Versuche ausführte. Eine empirische Formel, die er dabei aufstellte, wäre erst noch durch Erfahrung zu prüfen.

---

[1]) E. Bindewald, Die Strassendeckmaterialien der Rheinpfalz, Technisches Gemeindeblatt, Jahrgang III, Nr. 19, S. 296; die Strassendeckmaterialien der Rheinpfalz mit besonderer Berücksichtigung der Chausseen der Stadt Kaiserslautern, Ebenda, Jahrgang VII, Nr. 7, S. 99; Die Strassendeckmaterialien der Rheinpfalz, Ebenda, Jahrgaug VII, Nr. 21, S. 323.

D. Nebenanlagen der Strassen.

Unter Nebenanlagen sollen jene besonderen Anlagen verstanden sein, die hauptsächlich auf Landstrassen zur Sicherung und Erleichterung des Strassenverkehres, sowie des guten Aussehens wegen und mit Rücksicht auf die öffentliche Gesundheit hergestellt werden, namentlich also Einfriedigungen, Baumpflanzungen, Schutzdächer, Marksteine, Abteilungszeichen, Wegweiser, Brunnen, Ruheplätze u. dgl. m. Dazu kommen dann noch die nur auf den Stadtstrassen erforderlichen besonderen Anlagen zur Befriedigung von Bedürfnissen der übrigen Zweige des städtischen Tiefbaues, unter anderen Hydranten und Brunnen, Gaslaternenständer, Maste für elektrische Beleuchtung und die oberirdische Stromleitung der Strassenbahnen und endlich mancherlei andere Gegenstände, wie Anschlagsäulen, Tafeln, öffentliche Uhren usw.

Einfriedigungen.

Einfriedigungen werden auf den Landstrassen zum Schutze der Menschen, Tiere und Wagen längs den Rändern hoher Dämme und Anschnitte ausgeführt, besonders wenn diese von Mauern gestützt sind oder sich an Flüssen und Seen hinziehen. Es zählen zu ihnen

a) die sogenannten Prell- oder Abweissteine, unbearbeitete oder auch prismatisch und kegelförmig zugerichtete Steine, die in gegenseitigen Abständen von 2—5 m, ein wenig innerhalb des Strassenrandes und ohne Verbindung untereinander eingegraben werden, so dass sie 0,4—1,0 m über die Strassenoberfläche hervorragen. Werden solche Steine durch Holzholme oder Eisenstangen miteinander verbunden, so entstehen

b) Geländer einfachster Art, die mehr Schutz als jene gewähren. In der Regel stellt man allerdings in Aussicht genommene Geländer sorgfältiger her, indem man den aus bearbeitetem Natur- oder Kunststein bestehenden Pfosten eine Höhe von etwa 1,2 m bei einem Horizontalschnitt von $^{30}/_{20}$ cm gibt und zwischen je zweien derselben ein oder zwei beschlagene Hölzer, eiserne Röhren oder T-Eisen anordnet. Ganz in Holz gebildete Geländer empfehlen sich dort, wo dieses Material leicht zu beschaffen ist. Man verwendet dann entweder nicht entrindete Stücke sowohl für die Pfosten, wie auch die wagrechten Riegel, indem man diese an jene anblattet und festnagelt, oder lässt nur beschlagene Hölzer zu, wobei man den Pfosten samt dem über sie verlegten Holm eine Stärke von $^{0,18}/_{0,20}$ m, den eingezogenen oder ebenfalls angeblatteten Riegeln aber eine ihrer freien Länge entsprechende Stärke gibt. Auch eiserne Geländer in mancherlei Formen kommen zur Ausführung, und auf Stützmauern empfehlen sich vor allem Brüstungen aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk mit Quaderabdeckung, aus Beton oder auch aus Quaderstücken. Solche Brüstungen werden in Stärken von etwa 0,4—0,6 m bei einer Höhe von mindestens 1,0 m ausgeführt, entweder voll oder durchbrochen in Form einer Bogenstellung; bei voll gemauerten Brüstungen ist für Abführung des hinter ihnen sich sammelnden Regenwassers besonders zu sorgen. Eine dritte Art von Einfriedigungen sind

c) Lebende Zäune oder Hecken aus Fichtenpflanzen und passenden Sträuchern, wie Schlee-, Weissdorn u. dgl., wobei die jungen Stecklinge in mehreren Parallelreihen versetzt und bis zu ihrer Erstarkung durch leichte Holzgeländer geschützt werden. Solche Zäune bieten insbesondere auch guten Schutz gegen Wind, was bei jenen Fahrbahnkonstruktionen in Betracht kommen kann, auf denen eine Decke feinen Sandes erhalten werden muss. Weissdorn gilt jetzt als bedenklich, weil er die Brutstätte von Schädlingen der Obstbäume ist.

Innerhalb der Städte oder in deren Umgebung, wo die Einfriedigungen meistens nicht sowohl einen kräftigen Schutz, als lediglich eine Abgrenzung ge-

währen sollen, erhalten dieselben eine andere, namentlich auch ästhetischen Anforderungen entsprechende Ausbildung, worauf hier nur hingewiesen werden kann.

Baumpflanzungen. Die Anpflanzung von Bäumen an den Seiten einer Landstrasse dient ebensowohl zur Sicherung des Verkehrs als zur Erzielung einer gewissen Annehmlichkeit und eines schönen Eindrucks. Einerseits bieten dieselben den oben besprochenen Schutz der Abweissteine und kennzeichnen bei Nacht, während Hochwasser und nach starkem Schneefall die Richtung einer im Freien sich hinziehenden Strasse, anderseits aber gewähren sie Schatten und tragen zur Verschönerung der Strasse und ihrer Umgebung bei; dazu kommt dann noch die wirtschaftliche Bedeutung solcher Anpflanzungen, indem die Bäume einen gewissen Ertrag an Früchten und Holz zu liefern imstande sind. Solchen Vorteilen gegenüber tritt allerdings zuweilen auch der Nachteil hervor, dass durch den soeben gerühmten Schatten der Bäume das Austrocknen der Strasse verzögert und angrenzenden Ländereien die Wirkung der Sonne verkürzt wird. Im allgemeinen werden jedoch bei richtigem Verfahren die Vorzüge überwiegend sein. Ausserhalb der Städte werden die Bäume bei Strassen mit genügend breiten Bermen gewöhnlich innerhalb des Strassenrandes, bei schmalen Strassen und niedrigen Dämmen oder seichten Einschnitten am Böschungsfusse, seltener und weniger gut auch jenseits der Gräben angeordnet.

Was die zu wählende Baumart betrifft, so ist natürlich in erster Linie Bodenbeschaffenheit und Klima entscheidend, bei Strassen ausserhalb der Städte kommt auch noch der von den Bäumen zu erzielende Ertrag in Frage; man wählt deshalb gerne Obstbäume und mancherlei Arten von Waldbäumen. Unter diesen eine richtige Auswahl zu treffen ist immerhin schwierig, denn es genügt nicht, eine dem Boden und Klima entsprechende Baumart zu wählen und deren Ertrag zu veranschlagen, sondern es ist auch noch anderes zu überlegen, ob man z. B. imstande ist, eine in Aussicht genommene Obsternte gegen Diebstahl sicher zu stellen oder ob die gewählte Obstbaumart nicht vielleicht Neigung zum Wachsen in die Breite hat und durch das dann erforderliche Beschneiden die sonst vorhandene Ertragsfähigkeit vermindert wird u. dgl. m.

Um die Grenze festzustellen, bei welcher die Pflanzung von Obstbäumen wirtschaftlich noch gerechtfertigt erscheint, kann man Rechnungen ausführen [illegible].

Bedeutet nämlich

- A die Beschaffungs- und Pflanzungskosten eines Baumes,
- n seine Lebensdauer bis zur Fällung in Jahren,
- B den Holzwert des gefällten Baumes,
- a den Durchschnittsertrag des Baumes im Jahre
- b die jährlichen Pflegekosten desselben,

und hält man fest, dass nach je n Jahren der Baum gefällt und ein anderer an seine Stelle gepflanzt wird, so berechnet sich der Kapitalswert eines heute gepflanzten Baumes, da er nach n Jahren ein Kapital B—A, und alljährlich einen Ertrag a—b liefert [illegible], zu

$$K = -A + \frac{B-A}{[illegible]} + \frac{B-A}{[illegible]} + \ldots + (a-b)\frac{100}{p} =$$

$$= [illegible]$$

$$K = -A \ldots + B \ldots + (a-b)\frac{100}{p} \ldots \quad [illegible]$$

[illegible]

[illegible] Waldbäume gepflanzt werden [illegible]

[illegible] Ertragswert $K_n =$ [illegible]

Baumes bezogene Durchschnittsertrag a gleich 0,6 des tatsächlichen mittleren Jahresertrages d gesetzt wird, mit Rücksicht auf Fehljahre, sowie auf den Umstand, dass der neu gepflanzte Baum erst nach mehreren Jahren einen Ertrag liefert,

$$K = -6 + 12\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (260$$

Ebenso würde man für einen Waldbaum, wenn A = 2,20 ℳ, n = 35 Jahre, (b — a) = = 0,06 ℳ wäre,

$$K = -4 + 0{,}2\,B \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (261$$

erhalten.

Für d = 0	0,17	0,25	0,33	0,50	0,67	0,83	1,00	2,00 ℳ
wäre K = — 6	— 4	— 3	— 2	0	+ 2	+ 4	+ 6	+ 18 ℳ
und für B =		0	20		30 ℳ			
wäre K =		— 4	0		+ 2 ℳ			

Wären die vorstehenden Annahmen wirklich zutreffend, so würden hiernach Obstbäume, deren Jahresertrag unter 50 ₰ bliebe und Waldbäume, deren Nutzungswert 20 ℳ nicht erreichte, keine Einnahmequelle bilden. Die Ausgabelast für einen Obstbaum würde höher sein als für einen Waldbaum, wenn der mittlere Jahresertrag des ersteren unter 17 ₰ bliebe. Obstbäume, die einen Jahresertrag von 17 bis 50 ₰ liefern, würden hinsichtlich der Ausgabelast mit Waldbäumen gleichstehen, die beim Fällen einen Nutzwert von 0 bis 20 ℳ besitzen. Hinsichtlich des wirtschaftlichen Wertes wären ein Obstbaum mit 67 ₰ Jahresertrag und ein Waldbaum, dessen Nutzungswert nach 35 Jahren 30 ℳ beträgt, gleich zu achten. Übersteigen die jährlichen Einnahmen des Obstbaumes 70 ₰, so könnte der Waldbaum nicht mehr in Mitbewerb treten.

Selbstverständlich wird das Ergebnis solcher Berechnungen je nach den Annahmen ausserordentlich wechselnd sein; das vorstehende Beispiel sollte auch nur zur Erläuterung des Ganzen dienen.

Aus einer sehr empfehlenswerten, eingehenden „Belehrung über die zweckmässigste Art der Anpflanzung von Alleen an Landstrassen", die seinerzeit vom bayerischen Staatsministerium des Innern erlassen wurde[1]) und in drei Abschnitten die Wahl der zur Anpflanzung an Landstrassen tauglichen Bäume, die Erziehung der Bäumchen in den Baumschulen und die Ausplanzung der Bäume an die Strasse behandelt, ist die folgende Tabelle 77 entnommen.

Tabelle 77.

Übersicht der nach Boden und Klima zu wählenden Baumarten.

Im		Wein- und Hopfenklima		Wintergetreid-Klima		Sommergetreid-Klima	
		können angepflanzt werden					
		Obstbäume	Gemeinbäume	Obstbäume	Gemeinbäume	Obstbäume	Gemeinbäume
trockenen	Quarzsandboden	Alle, welche in der Gegend überhaupt mit Erfolg fortkommen	Ulme	Apfel, Kirsche	Ulme	Schwarzkirsche	Ulme
	Granitsandboden		Ahorn, Vogelbeerbaum	Apfel, Kirsche	Ahorn	Schwarzkirsche	Ahorn
	Kalksandboden		Esche	Apfel, Kirsche	Esche	Schwarzkirsche	Esche
	Humusboden		Aspe	Apfel, Kirsche	Aspe	Schwarzkirsche	Aspe
nassen	Tonboden	—	Erle, Weide	—	Erle, Weide	—	Erle, Weide
	Moorboden	—	Pappel	—	Pappel	Pappel	Pappel
gemässigt feuchten	Aufgeschwemmten Sand- und Tonboden	Alle, welche in der Gegend überhaupt mit Erfolg fortkommen	Esche, Linde	Apfel	Esche, Linde	Schwarzkirsche	Esche
	Lehm-Hügelboden		Ahorn, Esche	Apfel	Ahorn, Eiche	Schwarzkirsche	Ahorn
	Mergelboden		Esche	Apfel	Esche	Schwarzkirsche	Esche
	Granit- oder Gebirgsboden		Ahorn, Vogelbeerbaum	Apfel	Ahorn	Schwarzkirsche	Ahorn

[1]) Ministerial-Bekanntmachung vom 26. August 1835 Nr. 20407, Döllinger's Verordnungen-Sammlung, Bd. XVI, S. 755—776.

Weinklima haben diejenigen Gegenden, in denen eine mittlere Temperatur zwischen 12 u. 8° R, eine Vegetationszeit[1]) von sieben Monaten und eine Boden-Bearbeitungszeit von fast neun Monaten stattfindet.

Der **Hopfen** (Mais, Hirse) erfordert zu seinem Gedeihen eine mittlere Temperatur von 8 bis 7° R, eine Vegetationszeit von sechs Monaten und eine Boden-Bearbeitungszeit von acht Monaten.

Das **Wintergetreide** erheischt eine mittlere Temperatur von 7 bis 6° R., eine Vegetationszeit von fünf Monaten und eine Bodenbearbeitungszeit von sieben Monaten.

Sommergetreide gedeiht noch bei einer mittleren Temperatur von 9 bis 5° R, bei einer Vegetationszeit von vier Monaten und bei einer Bodenbearbeitungszeit von sechs Monaten.

Unter 5° R hört der Getreidebau auf und es beginnt das Klima der sogenannten natürlichen Produktion.

Eine spätere bayerische „Instruktion über Anlage und Unterhaltung der Baumpflanzungen an den Staatsstrassen“[2]) enthält u. a. folgende Bemerkungen:

Die Baumpflanzungen an den Staatsstrassen sollen nach einem für den betreffenden Strassenzug, oder für einzelne Strecken derselben festzusetzenden Plane in sachverständiger Weise durchgeführt werden. Insoferne Klima, Bodenbeschaffenheit, sowie die örtlichen Verhältnisse es gestatten, ist besonders auf die Anpflanzung geeigneter Obstbäume Bedacht zu nehmen. Hierbei sind gesunde, hochstämmig gezogene Setzlinge und Spätobst tragende Sorten mit gleicher Reifezeit zu verwenden. Im Falle der Setzung anderer Bäume sind nur solche von gleicher Gattung und zwar zunächst Ulmen, Linden, Eschen, Ahorn, dann Eichen und Kastanien zu pflanzen. Deutsche Pappeln sollen zu Strassenalleen gar nicht, italienische Pappeln nur dann verwendet werden, wenn sie die Kultur und Benützung der angrenzenden Grundstücke nicht benachteiligen. Für die Pflanzungen sind nur kräftige, gesunde Stämme von mindestens 0,03 m Stärke mit gehörig entwickelter Wurzelkrone und mindestens 2,5 m hohem Schafte und mit bereits vorgebildeter, aus 3—5 Zweigen bestehender Baumkrone zu verwenden.

An Strassen, deren Breite 6,5 m nicht erreicht, müssen die an der Strassenkante zu setzenden Bäume im Dreiecksverbande angeordnet werden. Der gegenseitige Abstand der Bäume kann in diesem Falle bis zu 17 m betragen. An Strassen mit grösserer Breite können sich die Bäume gegenüber stehen und ist dann eine gegenseitige Entfernung von 10—12 m zulässig.

Die günstigste Zeit für die Anlage der Alleen ist bei schwerem feuchten Boden das Frühjahr, bei trockenem der Herbst. Die frisch gesetzten Alleebäume sind mit mindestens 0,5 m im Durchmesser haltenden Baumscheiben[3]), gegen die das Wasser durch Anlage von Fusswegrinnen zu leiten ist, zu umgeben. Die Oberfläche dieser Baumscheiben soll um 0,10 m höher als die Planie des Fussweges liegen. Es genügt, wenn sie nur im Halbkreise angelegt werden. Der auf der Strasse anfallende Dünger ist auf die Baumscheiben zu legen und sind dieselben hier und da aufzulockern. Beim Pflanzen der Bäume ist darauf zu achten, dass dieselben nicht zu tief gesetzt werden. Als Regel gilt, dass der Wurzelhals mit dem Niveau der umliegenden Erde, der Oberfläche der Baumscheibe, gleich hoch zu stehen kommt. Aus diesem Grunde muss auf Strassenstrecken mit überhöhten oder zu tief liegenden Fusswegen, wenn deren Regulierung nicht noch vor Anlage einer Baumpflanzung ausführbar ist, das normale Niveau der Fussbänke vor dem Setzen der Bäume wenigstens in ihrer nächsten Umgebung hergestellt werden. Die Pfähle, an welche die Bäume zum Schutze gegen Wildfrass und mutwillige Beschädigungen auf 1,5 m Höhe mit Dorngesträuch einzubinden sind, sollen nicht unter 0,07 m stark sein, unten gespitzt und auf 1,3 m Höhe angebrannt werden.

An Strassenstrecken, welche ganz in tieferen Einschnitten liegen, dürfen Bäume gar nicht und an Strecken, welche in Anschnitten an Gehängen hinziehen, nicht längs des Grabens an der Bergseite gesetzt werden. Vor nahe an der Strasse stehenden Gebäuden dürfen ebenfalls keine Alleebäume gepflanzt werden. Um die erwünschte Gleichmässigkeit im Wuchse der Alleen zu erzielen, sollen dieselben, soweit die Mittel es gestatten, stets gleichzeitig zu beiden Seiten der Strasse hergestellt werden. Eine einseitige Bepflanzung in längerer Ausdehnung ist, abgesehen von dem obenbezeichneten Falle, höchstens bei sehr schmalen Strassen zulässig.

Die preussische „Instruktion zur Aufstellung der Projekte und Kostenanschläge für den Bau der Kunststrassen“ schreibt bezüglich der Baumpflanzungen vor

0,3 m Abstand der Bäume von der Planumskante,
1,0—0,6 m Durchmesser und Tiefe der Baumlöcher,
2,5 m Stammhöhe,
0,05 m Baumstärke im Durchmesser.

---

[1]) Unter Vegetationszeit der Pflanze versteht man den durch nachteilige Fröste in der Regel nicht gefährdeten Zeitraum zwischen der Saat und völligen Reife der Frucht.

[2]) Ministerial-Entschliessung vom 10. Juni 1882, Nr. 8157, Amtsblatt des k. Staatsministeriums des Innern.

[3]) Eine ebene Erdfläche rings um den Baum.

An den sächsischen Staatsstrassen waren zu Anfang 1897 667450 Bäume angepflanzt, davon 62,1% Obstbäume, darunter 41% Kirsch-, 35,4% Apfel-, 12,1% Pflaumen-, 11,0% Birn- und 0,5% Nussbäume. Die Obsternte wurde in der Hauptsache verpachtet. Der Erlös daraus, nach Abzug der Verpachtungskosten, hat im Durchschnitt der 10 Jahre 1886—1895 132400 ℳ jährlich betragen, er war am höchsten 1893 mit 162600 und am niedrigsten 1888 mit 82900 ℳ. Der Holzerlös aus den Baumpflanzungen stellte sich im genannten Zeitraum auf durchschnittlich 13500 ℳ jährlich. Dem Gesamterlös von 145 900 ℳ stand eine Gesamtausgabe von durchschnittlich 85400 ℳ gegenüber. Die Arbeiten der Strassenwärter an den Bäumen ist, weil sie nicht besonders vergütet wird, nicht berücksichtigt. Sie würden wohl etwa 1/3 des Überschusses aufzehren, wenn sie in Rechnung gesetzt würde. In den 10 Jahren vor dem genannten Zeitraume betrug der Erlös durchschnittlich nur 89552 ℳ; er war also seitdem um rund 50% gewachsen und war noch immer im Wachsen begriffen. Das erklärte sich aus der Ausdehnung und Verbesserung der Obstpflanzungen und namentlich aus der Aufstellung von Bepflanzungsplänen von sachverständiger Seite, sowie die Ausbildung der Wärter in der Baumpflege[1]).

Noch grössere Sorgfalt der Behandlung verlangen die Baumpflanzungen in der Stadt, weil sie hier unter wesentlich ungünstigeren Umständen als auf dem Lande bestehen. Über die Stellung der Baumreihen im Querschnitt städtischer Strassen war schon früher (S. 240 u. 241) die Rede; hier sei nur noch erwähnt, dass auf den Fusswegen angeordnete Bäume nicht zu nahe an die Randsteine gesetzt werden dürfen, weil diese sonst durch das Wachstum der Bäume leicht Verschiebungen erleiden, ein Mass von 1,0 m wird zuweilen empfohlen. Der gegenseitige Abstand der Bäume in derselben Reihe wird mit Rücksicht auf den Wuchs derselben verschieden, etwa zwischen 6 und 12 m angenommen. Wie früher schon erwähnt worden, ist für die Wahl der Baumart in erster Linie Bodenbeschaffenheit und Klima entscheidend, in Städten oder deren Umgebung ist ausserdem das gute Aussehen massgebend; am häufigsten kommen bei uns Ahorn, Platane, Linde, Esche, Ulme, Akazie und Kastanie vor. Diese in nicht zu jugendlichem Alter einzusetzenden Bäume bedürfen eine reichliche Humusschichte; man gibt deshalb den Baumgruben oder dem einer ganzen Baumreihe gemeinschaftlichen Graben eine Breite von mehreren Metern bei einer Tiefe von mindestens 1 m[2]). Um sodann dem Wurzelstocke die nötige Luft zuzuführen, darf die dichte Belagsdecke der Fahrbahn oder des Fussweges nicht bis zum Baume reichen, sondern es muss rings um denselben eine Fläche freigelassen werden, welche man gegen den Belag durch einen Pflasterrand, Flacheisen u. dgl. abgrenzt und oben mit einer Rasen- oder Kiesdecke oder mittels durchbrochener Eisenplatten abdeckt. Zuweilen erhalten die Baumgruben auch eine Ummantelung und eine Sohle aus Steinbrocken und werden untereinander durch Sickerdohlen verbunden, in einzelnen Fällen hat sich auch eine Drainierung der Baumlöcher als notwendig erwiesen. Ausserdem darf nicht übersehen werden, die Erde um den Stamm öfters aufzulockern. Die Bewässerung der Baumgruben geschieht, wenn nötig, durch besondere Besprengung, manchmal leitet man das Wasser aus den Rinnen in die Gruben und hier und da hat man schon die Bewässerung mittels unterirdischer Rohre von der Wasserleitung aus ermöglicht. Ein grosser Feind

---

[1]) Das Strassenbauwesen des Königreiches Sachsen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 303 links.

[2]) Bei Ausführung von Gruben für die Bäume verlieren die darüberliegenden Randsteine ihre feste Unterlage und es wird notwendig, eine besondere Unterlage zu schaffen. Ein Beispiel hierfür, die Herstellung über Bögen unter den Randsteinen siehe in Genzmer, Die städtischen Strassen, Stuttgart 1900, S. 206.

städtischer Alleen ist endlich das aus den Rohrsträngen entweichende Leuchtgas, weshalb man diese Rohre möglichst gut dichtet, in Mänteln und tunlich weit von den Baumreihen verlegt, ausserdem aber durch Lüftungsvorkehrungen dafür sorgt, dass das entwichene Gas auf dem kürzesten Wege nach oben abgeleitet wird [1]).

Zum Schutze der Baumstämme dienen in der Stadt, wie auf dem Lande, Pfähle oder gefällig zu formende Ummantelungen aus Holz oder besser aus Drahtgeflecht, Eisenstäben oder durchbrochenem Eisenblech [2]).

Schutzdächer, Gallerien. Als reine Sicherungsanlagen für Landstrassen sind Schutzdächer und Gallerien zu betrachten, durch die Stein- und Schneelawinen von der Strasse ferngehalten werden sollen. Dieselben werden in Form von kräftig übermauerten Gewölben oder als Holzdächer mit Pfosten- oder Maueruntertützung ausgeführt. Innerhalb derselben empfiehlt es sich, die Strasse schmäler als sonst anzulegen; die Mauern auf der Talseite erhalten Lichtöffnungen. Beispiele solcher Anlagen finden sich insbesondere auf den Strassen und Eisenbahnen in den Alpen.

Sonstige Nebenanlagen. Zur Bezeichnung des Strasseneigentums ausserhalb der Stadt dienen die Marksteine, eingegrabene, in ihrem oberen, auf etwa 0,3 m über den Boden hervorragenden Teile einfach bearbeitete Steine von entsprechenden Abmessungen, auf denen zuweilen Zeichen eingehauen werden. Abteilungszeichen ermöglichen der Verwaltungsbehörde die sichere Bezeichnung bestimmter Strassenstellen und gewähren Kutschern und Reisenden einen Überblick über die zurückgelegten und noch zu bewältigenden Wegstrecken. Man stellt sie gewöhnlich in Stein, neuerdings zuweilen in Eisen, selten in Holz her und gibt ihnen verschiedene Formen und Grösse. In der Regel werden von 1000 zu 1000 m Kilometersteine gesetzt, auf denen der Abstand von einem bestimmten Ausgangspunkte der Zählung und ausserdem zweckmässigerweise auch die Entfernung von den nächsten grösseren Ortschaften angegeben wird; Unterabteilungen von je 100 m pflegt man durch einfacher gehaltene Steine oder Pflöcke mit einfachen Zahlenangaben hervorzuheben. Wegweiser an den Strassenabzweigungsstellen zur Angabe der nächstgelegenen Ortschaften samt den Entfernungen derselben, wie auch Ortstafeln und sonstige verwandte Anlagen werden in Holz oder Eisen hergestellt.

Im übrigen soll nur noch bezüglich der auf Stadtstrassen vorkommenden Anlagen kurz bemerkt werden, dass dieselben vielfach auf den Fusswegen, dann aber auch auf Plätzen, auf Inseln u. dgl. aufgestellt werden. Gaslaternen werden, wenn sie auf die Fusswege kommen, so nahe an den Rand der Bordsteine gerückt, dass sie durch Fuhrwerke nicht gefährdet sind und, falls Bäume auf den Fusswegen vorhanden sind, je in die Mitte zwischen diesen. Manche der übrigen Anlagen finden ihren Platz in gleicher Linie mit den Bäumen. Sonst aber gilt für alle Nebenanlagen der Stadtstrassen, dass bei ihrer Aufstellung neben der Zweckmässigkeit auch das gute Aussehen in Betracht gezogen werden muss.

---

[1]) Baumpflanzungen in den Strassen der Stadt Paris, Zentralbl. der Bauverw. 1884, S. 188.

[2]) Abgesehen von der hierher gehörigen land- und forstwirtschaftlichen Literatur sei noch auf einige andere einschlägige Abhandlungen verwiesen: Söhlke, Anleitung zur Bepflanzung der Chausseen mit Obstbäumen, Notizblatt des Arch.- u. Ing.-Vereins f. d. Königreich Hannover, Bd. III, 1853/54, S. 35. Söhlke, Über Obstbaumzucht an Chausseen und öffentlichen Wegen, besonders über Baumschulen-Anlage, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1857, S. 48. Dr. E. Lucas, Der Obstbau an Staats- und Gemeindestrassen, Stuttgart bei Ulmer. K. E. Ammon, Die Unterhaltung der Kunststrassen, Leipzig 1880, S. 21—27. Über die Anordnung und Herstellung, sowie über die hygienische Bedeutung von Anpflanzungen auf städtischen Strassen und Plätzen, Vortrag des Hrn. Stadtbaurat Genzmer-Halle, gehalten auf dem Städtetag der Prov. Sachsen zu Magdeburg, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1899, S. 4, 19, 34, 51, 67.

V. Unterhaltung der Strassen.

Durch den Verkehr, durch Witterungseinflüsse und sonstige Umstände erfolgt eine Abnützung der befahrenen und begangenen Teile der Strassenoberfläche, es treten Beschädigungen an den Böschungen, Kunstbauten und Nebenanlagen hervor, es entsteht Graswuchs an Stellen, die frei davon bleiben sollten u. dgl. m. Alles dieses fordert eine Summe von Tätigkeiten sowohl administrativer, wie technischer Natur, die unter dem Namen „Strassenunterhaltung" begriffen werden und den Zweck haben, die Strassen mit ihrem Zubehör in solchem Zustande zu erhalten, dass dieselben allen Anforderungen hinsichtlich Wasserableitung, Festigkeit, Ebenheit und Glätte, sowie Sicherheit und Annehmlichkeit des Verkehrs beständig möglichst gut zu entsprechen imstande sind.

Die Verwaltungsmassregeln sollen insbesondere jede Benützung der Strasse ausschliessen, die, vom Standpunkte des Erbauers und Erhalters, wie auch des Transportunternehmers beurteilt, mehr Schaden als Nutzen bringen würde. Es gehören beispielsweise die früher besprochenen Verordnungen über zulässige Achsenbelastungen in ihrer Beziehung zur Radfelgenbreite hierher, ebenso Bestimmungen über Form und Befestigungsweise der Radreifen, wonach dieselben an ihren Rändern abgekantet sind und die zu ihrer Befestigung dienenden Nägel und Schrauben keine vorstehenden Köpfe haben sollen, weiter Festsetzungen über grösstzulässige Ladebreiten und ähnliches. Die fortwährend auszuführenden technischen Unterhaltungsarbeiten machen einen grossen Aufwand an Kosten erforderlich, der sich nur bei gründlicher Sachkenntnis in entsprechenden Grenzen halten lässt. Ganz verfehlt wäre es, in der Weise sparen zu wollen, dass man hervortretende Mängel und Schäden nicht sofort ausbesserte, weil sich deren Umfang und der zu ihrer Beseitigung erforderliche Kostenaufwand bei solcher Vernachlässigung erfahrungsgemäss sehr rasch vergrössert[1]). Diese technischen Arbeiten zerfallen 1. in solche, welche die Reinigung der Strasse bezwecken, d. h. die Beseitigung der beim Verkehr zerdrückten und abgeriebenen Strassenmaterialien, sodann gewisser Verwitterungsprodukte, der Tierabfälle und sonstiger, auf die Strasse gelangenden Stoffe, die je nach den Witterungsverhältnissen als Staub oder Schlamm anfallen, auch das Ausjäten des Grases gehört hierher; 2. in solche zum geeigneten Wiederersatz

---

[1]) Bei untergeordneten Schotterstrassen ausserhalb der Städte, für die ständige Strassenwärter nicht angestellt werden können und wo infolgedessen nach dem obigen Grundsatze nicht immer verfahren werden kann, wird man bei genauerem Zusehen in der Regel finden, dass deren Unterhaltung mindestens einen grösseren Aufwand an Deckmaterial erfordert.

der abgenützten oder auf andere Weise zu Verlust gegangenen Teile des Strassenoberbaues, endlich 3. in Arbeiten zur Beseitigung aller übrigen Schäden verschiedener Art.

A. Strassenreinigung.

1. Beseitigung von Staub und Schlamm.

a) Verfahren in der für gewöhnlich üblichen Weise.

Die beim Verkehr und durch Verwitterung abgelösten feinen Materialteile samt den tierischen Ausscheidungen und sonstigen, auf die Strasse gelangten Stoffen, die im trocknen Zustande Staub, durchnässt aber Schlamm bilden, erweisen sich in mehrfacher Hinsicht schädlich; sie belästigen den Verkehr an sich und erschweren denselben, indem sie vermehrte Bewegungswiderstände oder Glätte bedingen, sie steigern die Abnützung mancher Oberbau-Konstruktionen, indem sie zur Erweichung derselben beitragen und ihr Austrocknen erschweren, und sie erweisen sich, namentlich in den Städten, durch Verunreinigung der Luft geradezu als gesundheitswidrig.

Es ist deshalb notwendig, Staub und Schlamm zu entfernen, je sorgfältiger und gründlicher, um so besser. Mit Einschränkung gilt dies nur bei nicht sehr stark befahrenen Schotterstrassen aus hartem Material, wo überhaupt weniger Staub und Schlamm anfällt und letzterer, nachdem er fest geworden, zur Ausgleichung der Unebenheiten und als eine Art Schutzschichte dienen kann. Abraum von den Bermen oder Gräben auf der Fahrbahn zu verteilen in der Absicht eine solche Deckschicht zu erzielen [1]), ist eine ungewöhnliche Massregel; sie ist verwandt mit Bekiesung der Schotterstrassen zur Erhöhung ihrer Dauer [2]). Auf Landstrassen wird die Reinigung wegen mangelnder Arbeitskräfte und übermässig hoher Kosten nicht fortwährend, d. h. in dem Masse als die Stoffe anfallen, sondern nur von Zeit zu Zeit vorgenommen werden können, wenn etwa die zu beseitigende Schichte eine Dicke von wenigen Zentimetern erreicht hat; es bleibt jedoch richtig, dass durch sorgfältige Entfernung des Staubes auch die Schlammbildung verzögert und der Zustand der Strasse bei Regenwetter wesentlich verbessert wird.

Die Beseitigung von Staub und Schlamm geschieht in den meisten Fällen in der Art, dass man diese Massen mittels hölzerner und eiserner Krücken, oder mit Besen und Bürsten nach den Seiten der Strasse hin abzieht, dort den Staub sofort, den Schlamm erst nachdem er eine gewisse Festigkeit durch Austrocknen erlangt hat, in kleinen Haufen sammelt und baldmöglichst mit Karren oder Wagen abführt. Krücken sind notwendig, wenn Schlamm in grösserer Menge vorhanden oder schon zäh geworden ist, doch muss bei ihrer Anwendung, besonders zur Frostzeit, darauf gesehen werden, dass nicht Decksteine dabei losgerissen werden, auch empfiehlt es sich, ausser der Krücke schliesslich nochmals

---

1) Ammon, Die Unterhaltung der Kunststrassen, Leipzig 1880, S. 18.

2) In Hannover und Schleswig-Holstein z. B. ist es üblich, die Steinschlagbahnen im Frühling und Sommer zu bekiesen, d. h. auf 100 m Steinbahn jährlich nach und nach etwa 1 cbm Kies (die Körner in Erbsen- und Linsengrösse) mit der Schaufel gleichmässig zu verteilen, wobei in der Regel zu beiden Seiten ein Streifen von 30—50 cm frei gelassen wird. Gravenhorst hat seit 1880 Beobachtungen darüber angestellt, ob eine Bekiesung empfehlenswert sei, und ist zu dem Ergebnisse gekommen, dass sich dieselbe bei Schotterstrassen, die mit sehr widerstandsfähigen Gesteinen, insbesondere mit nordischen Geschieben kunstgerecht hergestellt sind, sehr wohl empfehle, vorausgesetzt, dass der Kies einen entsprechenden Preis besitze (Zeitschr. des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover, 1887, S. 409).

Besen oder Bürste in Anwendung zu bringen. Das Abführen der aufgehäuften Staub- und Schlammmassen verursacht meist besondere Kosten, namentlich bei Schotterstrassen, auf denen viel Abraum anfällt. Bei Landstrassen ausserhalb der Städte kann ein kleiner Teil derselben zur Unterhaltung der Strasse Wiederverwendung finden, und unter sehr günstigen Umständen, wenn nämlich die Schlammmassen Dungwert haben, kann man auf Abnahme seitens der Landwirte rechnen. In der Regel aber erwachsen Kosten für die Abfuhr des Schlammes, die man zuweilen dadurch zu vermindern sucht, dass man den Lieferanten des Unterhaltungsmaterials der Strasse auch die Schlammabfuhr überträgt.

In dem im Departement du Bas-Rhin gültigen Dienstesreglement [1]) wird über die vorstehenden Reinigungsarbeiten folgendes bestimmt:

Schlammabziehen.

Während der Regenzeit und des Auftauens müssen die Strassenwärter den Schlamm beständig von der Fahrbahn entfernen, und zwar solange er noch flüssig und hinreichend weich ist und sich leicht mittels der Kotkrücke abziehen lässt. Das Abziehen gegen jede der Fussbänke muss derart geschehen, dass man, von der Strassenachse ausgehend, zuerst für ein Fuhrwerk eine Fläche von 2 m Breite auf eine Länge von ungefähr 100 m säubert, alsdann zurückkehrend, den gereinigten Streifen auf 4 m verbreitert.

Die in solcher Weise abgezogene Masse ist, solange sie noch hinreichend weich ist, auf den Fussbänken in Haufen von höchstens 0,4 m Durchmesser und 0,2 m Höhe zu setzen. Die Entfernung der auf jeder Seite der Fahrbahn liegenden Haufenreihen voneinander muss mindestens 5—6 m betragen, damit die Fuhrwerke sich leicht ausweichen können.

Wenn der Schlamm zu flüssig ist, um in Haufen gesetzt zu werden, zieht man ihn in den Graben, wenngleich derselbe später wieder ausgehoben werden muss. Die rasche Durchführung dieser Massregel ist gewöhnlich Bedingung zu einer glatten und ebenen Fahrbahn.

In den Traversen oder an anderen Orten, wo es nicht möglich ist, die Strasse sofort von dem flüssigen Schlamme zu befreien, lässt man denselben seitwärts einige Zeit liegen, um ihn dann, wenn er hinreichend fest geworden, auf Haufen zu schlagen. Erst dann, wenn die Gesamtlänge eines Strassenbezirks (Kanton) vom Schlamm befreit ist und die Strasse anfängt trocken zu werden, entfernt man die Haufen von den Fussbänken, entweder indem man sie mit der Schaufel von der Strasse abwirft, oder mit Schubkarren oder Wagen beseitigt, wenn man sich ihrer auf andere Weise nicht entledigen kann.

Es liegt sehr viel daran, den Zeitpunkt, da der Schlamm hinreichend flüssig ist, zu möglichst raschem Abziehen zu benützen. Wenn daher der Strassenwärter nicht imstande ist, seinen ganzen Bezirk in 4—5 Tagen allein von Schlamm zu befreien, und wenn die hierfür bestimmten Mittel es gestatten, sollen demselben ein oder mehrere Hilfsarbeiter beigegeben werden.

Der Strassenwärter und seine Hilfsarbeiter müssen beim Schlammabziehen sich gleichmässig auf jeder Seite der Fahrbahn verteilen. Jede Gruppe muss also aus der gleichen Anzahl Arbeiter, den Strassenwärter inbegriffen, gebildet sein. Dieser und ein ausgewählter Arbeiter gehen an der Spitze und ziehen eine Fläche von 2 m Breite ab; die beiden folgenden Arbeiter, falls drei Hilfsarbeiter verwendet sind, verbreitern jene Fläche auf 4 m. Sind fünf Hilfsarbeiter zugegen, so schlagen die beiden folgenden den Schlamm auf Haufen oder ziehen ihn gegen den Graben hin ab.

Jedenfalls muss die Arbeitergruppe so organisiert sein, dass jedes Arbeiterpaar, sich gegenüberstehend, parallel und gleichmässig arbeitend vorrückt, ohne sich gegenseitig zu hindern und ohne mehr als 8—10 m voneinander abzustehen. Die besten Arbeiter sollen stets an der Spitze marschieren.

Steht eine Abzieh-Maschine zur Verfügung, so benützt man sie, um Strassenteile zu reinigen, wo der Schlamm hinreichend flüssig ist und wo er rasch abgefahren werden muss, insbesondere bei den Zufahrten zu den Städten.

Staubabziehen.

Sobald sich die Strasse mit einer hinreichend starken Staubdecke belegt hat, so dass eine vermehrte Kraft zur Fortbewegung der Fuhrwerke nötig wird, oder die Reisenden belästigt werden, hat man den Staub, ebenso wie den Schlamm, beiseite zu ziehen. Derselbe darf nur ausnahmsweise mit dem Besen abgekehrt werden, wenn dazu ausdrücklich der Befehl erteilt wird, und nur auf jenen Strassen, deren Steindecke durch das Kehren nicht leidet.

---

[1]) Auszug aus dem Reisebericht des f. kgl. Bauassessors Karl bei der kgl. Obersten Baubehörde in München bezüglich der Strassenunterhaltung in Baden und Frankreich, München 1874.

Andere Gesichtspunkte mögen aus den einschlägigen Bestimmungen der bayerischen Dienstes-Instruktion für die Strassenwärter auf Staatsstrassen, Ministerial-Entschliessung vom 20. August 1872 [1]) entnommen werden:

§ 8. Vor jeder Materialaufschüttung muss der Kot und Schlamm von der Strasse sorgfältig abgezogen werden. Dasselbe soll auch jedesmal in der Zwischenzeit geschehen, wenn sich solcher auf der Fahrbahn gebildet hat.

§ 9. Der Abraum darf niemals auf der Fahrbahn abgelagert werden, ist vielmehr unter allen Umständen auf die Seite zu ziehen und entweder zur Regulierung und Hebung der Fussbänke, zur Ergänzung der Böschungen, Anlegung von Schutzdämmchen usw. zu verwenden, oder mit Zustimmung der Eigentümer auf die anstossenden Gründe abzuwerfen.

Im Falle der Abraum weder auf die eine, noch auf die andere Weise beseitigt werden kann, ist derselbe einstweilen auf der Fussbank, und zwar in der Regel auf derjenigen Seite, auf der die Materialvorräte liegen, auf Haufen zu setzen. Derselbe soll aber keinesfalls lange auf der Strasse liegen bleiben; daher der Strassenwärter sich zu bemühen hat, dass entweder die Grundeigentümer das Abwerfen auf ihre neben der Strasse liegenden Güter bei schicklicher Zeit gestatten, oder dass sie sich zur freiwilligen Abfuhr verstehen.

Gelingt ihm dies nicht, so hat er bei seinen Vorgesetzten hiervon Anzeige zu machen und deren Aufträge wegen allenfallsiger Abfuhr gegen Vergütung zu empfangen.

Diese soll nur im Wege des Akkords erfolgen.

Begünstigungen einzelner Grundbesitzer in der freiwilligen Abfuhr sind den Strassenwärtern ebenso strenge untersagt, als die Annahme einer Bezahlung. Das Vorrecht ist immer demjenigen einzuräumen, der zuerst zur Abfuhr schreitet.

§ 10. Wenn sich auf der Fahrbahn übermässiger Staub erzeugt hat, muss derselbe rein abgezogen werden; dies, sowie das Schlammabziehen, hat mit den dazu bestimmten breiten Krücken zu geschehen.

Bezüglich der Ablagerung und Beseitigung des abgezogenen Staubes gelten dieselben Bestimmungen wie beim Kot und Schlamm (§ 9).

In neuerer Zeit werden auch auf belebten Landstrassen Kehr- und Abziehmaschinen zur Reinigung verwendet, wie zur Beseitigung von Staub und Schlamm überhaupt, so insbesondere bei der Strassenunterhaltung nach dem Decksystem [2]).

Auf den Strassen des Königreichs Sachsen hat man dabei folgende Erfahrungen gemacht [3]):

Es wurden 1000 qm einmal gereinigt

mit der Kehrmaschine	in	30	Min. für	74	Pfg.
„ „ Abziehmaschine (beide für Pferdebetrieb)	„	33	„ „	79	„
„ „ Abziehmaschine für Handbetrieb	„	184	„ „	128	„
„ „ Handkratze	„	419	„ „	143	„

Diese Geldsätze enthalten nur Spann-, bezw. Arbeitslöhne. Zu ihnen würden daher noch die Unterhaltungskosten und die Verzinsung und Amortisation des Anlagekapitals der benutzten Maschinen treten. Berücksichtigt man diese, so stellen sich die Kosten im allgemeinen nur wenig verschieden.

Der Vorteil, der durch die Anwendung von Maschinen erzielt wird, ist daher wesentlich ein Gewinn nach Zeit, hier gleichbedeutend mit einer Annehmlichkeit für den Verkehr und zugleich einer Verminderung der Fahrbahnabnutzung.

In Württemberg standen zur Reinigung der Strassenoberfläche von Schlamm und Staub in den Jahren 1897/98 und 1898/99 45 Kotabzugsmaschinen und 7 Kehrmaschinen in Verwendung [4]), und nach den Aufzeichnungen der Strassenbauinspektion Ludwigsburg wurden

---

1) Stoll, Das Hoch-, Strassen-, Eisenbahn-, Brücken- und Wasser-Bauwesen, in technischer, administrativer und zivilrechtlicher Beziehung, dann die polizeilichen Bestimmungen und Vollzugs-Vorschriften etc., München 1873, S. 919—935.

2) Wegen dieser Maschinen siehe S. 534 ff.

3) Das Strassenbauwesen des Königreichs Sachsen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. [illegible]

4) Verwaltungsbericht der K. Ministerialabteilung für den Strassen- und Wasserbau f. d. Rechnungsjahre vom 1. Febr. 1897/98 und 1898/99, I. Abteilung, Stuttgart 1901, S. 37.

mit den mit 2 Pferden bespannten Kotabzugsmaschinen im Jahre 1899 in der Arbeitsstunde durchschnittlich 0,61 km Strasse mit 2600 qm Oberfläche gereinigt, die Reinigung von 1 km Strasse kam hierbei auf 1 ℳ 87 ₰ und von 10000 qm Strassenoberfläche auf 4 ℳ 37 ₰ zu stehen. Im Jahre 1900 betrug die stündliche Leistung 0,59 km Strasse mit gleichfalls 2600 qm Oberfläche, die Reinigung von 1 km Strasse kam hierbei auf 1 ℳ 92 ₰ und von 10000 qm auf 4 ℳ 33 ₰ zu stehen.

Mit den mit 2 Pferden bespannten Kehrmaschinen wurden im Jahre 1899 in der Arbeitsstunde durchschnittlich 0,54 km Strasse mit 3500 qm Oberfläche, und im Jahre 1900 0,44 km Strasse mit 2400 qm Oberfläche gereinigt; die Reinigung kostete im ersten Jahre für 1 km Strasse 2 ℳ 08 ₰ und für 10000 qm 3 ℳ 18 ₰, im zweiten Jahre 2 ℳ 26 ₰ und 4 ℳ[1]).

Auf die Bermen und in die Gräben der Landstrassen gelangen mancherlei Stoffe, namentlich beim Reinigen der Fahrbahn Staub- und Schlammteile, auch entsteht dort leicht Graswuchs, wodurch deren richtige Form verändert und der Wasserabfluss gestört wird. Es ist deshalb notwendig, dieselben von Zeit zu Zeit frei zu machen und sie in ihrer ursprünglichen Form wiederherzustellen. Näheres über diese einfachen Arbeiten kann hier wegbleiben, erwähnt mag nur werden, dass man dieselben zu einer Zeit vorzunehmen sucht, wo die Strassenwärter nicht durch andere Arbeiten belastet sind, ausserdem bei feuchtem Wetter, wo sie weniger Kraftaufwand erfordern.

Seitdem der Verkehr auf vielen Landstrassen unter dem Einflusse der Eisenbahnen merklich zurückgegangen ist, wird übrigens die Beseitigung des Graswuchses auf den Bermen gewöhnlich nicht mehr in aller Strenge durchgeführt, wenigstens soweit dieselben als Materialablagerungsplätze dienen. Man sieht dann nur darauf, dass das Gras niedrig gehalten wird und das von der Strassenoberfläche kommende Wasser ungehindert nach den Gräben abfliessen kann. Wo erhöhte Fusswege vorkommen, ist mit besonderer Sorgfalt darauf zu achten, dass sich die Längsrinnen nicht verlegen und die Querdohlen nicht verstopfen.

Städtische Strassen.

Sorgfältiger wie bei den Landstrassen ist die in Rede stehende Reinigung bei den städtischen Strassen durchzuführen[2]). Sie wird hier viel häufiger, unter Umständen täglich, und mit Zuhilfenahme der Nachtstunden vorgenommen, auch muss gewöhnlich daneben noch ein ununterbrochener Reinigungsdienst eingerichtet werden, um namentlich die fortwährend anfallenden tierischen Auswurfstoffe zu beseitigen; es gilt dies jedenfalls von den Asphaltstrassen, weil bei ihnen jene Stoffe leicht Veranlassung zu Pferdestürzen geben und nach der Verwandlung in Staub auch bei mässigem Winde aufgewirbelt werden. Solche unausgesetzte Reinigung geschieht durch Handarbeit unter Verwendung einfacher Hilfsmittel, und auch das Abziehen von Staub und Schlamm auf städtischen Strassen erfolgt vielfach in der gewöhnlichen Weise mit Krücken, Besen und Bürsten.

Kehrmaschinen.

In grossen Städten dagegen (und, wie früher erwähnt worden, auch auf bedeutenden, gut gehaltenen Landstrassen), wo es sich darum handelt, grosse

[1]) Ebenda für die Rechnungsjahre 1899 und 1900, Stuttgart 1903.

[2]) Genauer auf die so wichtige Angelegenheit der Reinigung grosser Städte an dieser Stelle einzugehen, ist nicht möglich; es muss vielmehr auf die betreffende Literatur verwiesen werden. Aus derselben sei insbesondere erwähnt: Kayser, Über die Strassenreinigung in Städten, Versammlungs-Berichte des württembergischen Vereins f. Baukunde 1885/86 II. Vaissière, Le nettoiement de la voie publique à Paris, Ann. d. p. et ch., Mém. 1877, I. Sem., p. 66. Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezialkommission f. d. Frage der Pflasterung und der Strassen-Reinigung, München 1889. Baumeister, Reinigung und Entwässerung der Städte, Handbuch der Baukunde, Abt. III, 3. Heft, II, Berlin 1890. Stritzl, Über Strassenreinigung der Städte, Wien 1893. Weiter sei verwiesen auf die Verwaltungsberichte der Städte. Vieles hieraus findet sich in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau und ein umfangreiches Literaturverzeichnis gibt Laissle in seinem Strassenbau-Handbuch d. Ing.-Wissensch. 1. Bd., Kap. VIII, 3. Auflage, Leipzig 1903.

Leistungen in kurzer Zeit zu vollbringen, und unter der Voraussetzung, dass die Strassen in gutem Zustande sind, lassen sich in zweckmässiger Weise Maschinen in Betrieb setzen. Die ersten Versuche dazu sind vor mehr als einem halben Jahrhundert in Frankreich angestellt worden; jetzt kommen besonders häufig Kehrmaschinen zur Benützung, wie sie ursprünglich von Tailfer gebaut, später aber von Jean Blot in Paris, W. Smith and Sons in Durham, H. F. Eckert und Carl Beermann in Berlin, H. R. Leichsenring in Schönebeck und anderen in mancher Hinsicht verbessert worden sind.

Eine solche Maschine ist ein zwei-, drei- oder besser vierräderiges Fahrzeug, unter dessen rückwärts befindlichen Hauptachse und unter einem Winkel von 45° zu ihr geneigt eine Bürstenwalze angeordnet ist. Auf diese Walze wird die Bewegung der Hauptachse in solcher Weise übertragen [1]), dass sie sich umgekehrt und schneller wie diese dreht und der Kehricht infolgedessen vorwärts und, bei der Schiefstellung der Bürstenachse, nach der Seite geschafft wird. Besondere Vorrichtungen ermöglichen das während des Transportes erwünschte Ausschalten und Heben der Bürste, wie auch eine Senkung derselben, so dass ein mehr oder weniger kräftiges Arbeiten derselben erzielt werden kann. Da ferner die Haupträder für gewöhnlich fest auf ihrer Achse sitzen, so ist auch ein besonderer Mechanismus erforderlich, welcher das Schleifen derselben während der Bewegung der Maschine in gekrümmter Bahn beseitigt. Kehrmaschinen der beschriebenen Art werden zuweilen für Handbetrieb, meist aber für Pferdebetrieb eingerichtet. Sie erhalten dann einen Kutschersitz und es genügt bei nicht zu starker Strassenneigung ein einziges Tier zu ihrer Bewegung. Nach Sonne [2]) wiegt eine zweiräderige Kehrmaschine von H. F. Eckert in Berlin mit einer Arbeitsbreite von 1,8 m etwa 840 kg und kostet ungefähr 780 *M*, während eine vierräderige Maschine bei 960 kg Gewicht 850 *M* kostet. Das Gewicht einer Ersatzbürste ist zu 45 kg, ihr Preis zu 75 *M* angegeben. Carl Beermann in Berlin liefert Kehrmaschinen, insbesondere für die Stadt Berlin, mit einer Arbeitsbreite von ungefähr 2 m, die 960 kg wiegen. Als stündliche Leistung derselben wird 5500—7000 qm auf Pflaster und bis 8500 qm auf Asphalt angegeben. Die mit Kehrmaschinen zu erzielenden Leistungen stellen sich verschieden je nach dem Arbeitsbetrieb; sie fallen besonders günstig aus, wenn mehrere Maschinen zusammenarbeiten, weil dann weniger Wendungen und Leerfahrten vorkommen.

Neben den bisher besprochenen Kehrmaschinen kommen auch solche mit besonderen Vorrichtungen zum Verladen des Kehrichts und zum Besprengen der zu kehrenden Fahrbahnfläche vor. Hier wäre vor allen die von der Salus-Strassenkehrmaschinen-Gesellschaft in Düsseldorf hergestellte Kehrmaschine „Salus" mit selbstätiger Sprengvorrichtung und Aufladevorrichtung für den Kehricht zu erwähnen. Dieselbe stellt einen vierräderigen, von zwei Pferden gezogenen, mit Bremsvorrichtung versehenen Wagen vor. Vorn trägt derselbe einen Wasserbehälter mit Sprengvorrichtung samt dem Kutschersitz, am hinteren Ende ist ein Elevator angebracht, der oben mit einem Auswurf-Rüttelwerk und unterhalb des Wagenrahmens mit einer Vorrichtung zum Zuführen und Aufladen des Kehrichts versehen ist. Unter dem Elevator befindet sich der eigentümlich gebogene Besen, der den Schmutz bei seiner Drehung nach der Mitte

[1]) [illegible] kegelförmige Zahnräder, welche eine [illegible] Vermittlung eines Ketten- [illegible]

[2]) [illegible] der Strassen, Handbuch der [illegible] XVI. [illegible] 1888. Ausserdem siehe Laissle, [illegible]

befördert, wo er durch die erwähnte Aufladevorrichtung dem Elevator zugeführt und von da in einen der Maschine angehängten Karren verbracht wird. Der Antriebmechanismus für den Besen, den Elevator und Zubehör, wie auch eine Ausrückvorrichtung sind auf der hinteren Wagenachse angebracht. Der Kutscher kann von seinem Sitz aus die Sprengvorrichtung in Tätigkeit setzen, den Besen heben und senken und den ganzen Mechanismus bedienen.

Von den vorstehend besprochenen Kehrmaschinen wird der Kehricht bei der Hin- und Herfahrt auf verschiedenen Seiten der Fahrbahn abgelagert; wünscht man aus irgend welchen Gründen die Ablagerung nur auf einer Seite, so bleibt nichts übrig, als die Rückfahrt mit gehobener Bürstenwalze auszuführen (zur Hälfte Leerfahrten zu machen.) Man hat deshalb Kehrmaschinen mit umstellbarer Bürste konstruiert; H. R. Leichsenring in Schönebeck z. B. baut solche nach dem ursprünglichen Patente des sächsischen Strassenbaukondukteurs Range mit einer Arbeitsbreite von 1,7 m. Die Kosten einer vierräderigen Maschine dieser Art stellen sich natürlich je nach den besonderen Wünschen der Besteller verschieden, können aber zu ungefähr 1100 ℳ ohne Fracht angenommen werden. Das Gewicht der Maschine wird zu 1050 kg angegeben.

Die Berliner Bauverwaltung besass im Jahre 1895/96 im ganzen 61 Strassenkehrmaschinen [1]), von denen sich 48 im Betriebe, 13 in Reserve befanden. Bespannung, Bedienung und Unterhaltung lag vertragsgemäss einem Unternehmer ob, der für diese Leistungen jährlich 108043,2 ℳ, also für jede Maschine täglich 6,15 ℳ erhielt, dafür aber am Schlusse seiner Vertragszeit die Maschinen in vollkommen gutem, brauchbaren, betriebsfähigen Zustande zurückliefern musste. Übrigens hatte die Verwaltung im Etat noch eine Summe von 1500 ℳ jährlich für den Zweck bereit gestellt, dass alljährlich 3—5 der reparaturbedürftigen Maschinen auf Kosten der Verwaltung repariert werden konnten.

„Daraus erklärt es sich, dass die Maschinen, die zum grössten Teile schon aus den Jahren 1875 und 1876 stammen, also 20—21 Jahre alt und im Betriebe sind, immer noch als brauchbar gelten können. Unter anderen Verhältnissen wäre eine solche Maschine, die sich durch den Gebrauch mehr abnützt, als jedes andere Fahrzeug, längst als unbrauchbar und verbraucht ausrangiert worden.

Ausser den für den regelmässigen Reinigungsbetrieb täglich erforderlichen Kehrmaschinen hatte sich die Verwaltung vertragsmässig auch noch 36 Maschinenleistungen zu $6^1/_2$ Stunden monatlich ausbedungen, worüber sie zu besonderen Reinigungen nach freiem Ermessen verfügen konnte.

Die täglichen Reparaturkosten einer Maschine wurden damals zu 50 ₰ geschätzt. Die Maschinenwalzen wurden den Unternehmern von der Verwaltung geliefert. Der Gesamtverbrauch von Piassava-Walzen betrug 724 Satz, 1 Satz gleich 4 Stück; es entfielen demnach auf jede der im Betriebe stehenden Maschinen durchschnittlich 15 Satz, ein jeder Satz hatte also eine Haltbarkeit von etwa 24 Tagen.

Was die Arbeit der Kehrmaschinen betrifft, so traten dieselben täglich nachts $11^1/_2$ Uhr gleichzeitig in allen Bezirken in Tätigkeit, eine halbe Stunde später begann die Arbeit der Mannschaft. Die Kehrmaschinen bedürfen nämlich eines Vorsprungs von $^1/_2$ Stunde, damit die Arbeiter nicht auf die Maschinenarbeit zu warten brauchen. Der Arbeitsumfang der Maschine war so berechnet, dass sie ihre Arbeit im allgemeinen in $6^1/_2$ Stunden erledigen konnte. Bei ungünstiger Witterung mussten sie allerdings auch länger arbeiten, wofür eine Vergütung nicht geleistet wurde.

---

[1]) Verwaltungsbericht des Magistrats zu Berlin für die Zeit vom 1. April 1895 bis 31. März 1896. Bericht über das städtische Strassenreinigungswesen.

Es kommt übrigens auch vor, dass die Kehrmaschinen notgedrungen auch am Tage arbeiten müssen, wenn z. B. im Winter nach starkem Schneefalle die gesamte Reinigungsarbeit auf Tageszeit verlegt wird, oder wenn starke Nachtfröste im Frühjahr und Herbst eintreten und die Wirksamkeit der Maschinen bedeutend einschränken.

Auch über die Leistungen der Kehrmaschine gibt der angezogene Bericht einige Angaben:

„Die Kehrmaschinenarbeit ist die Grundlage für die gesamte Strassenreinigung, sie ist aber mehr oder weniger von der Beschaffenheit des Pflasters abhängig. Die Leistungen sind um so erheblicher, je besser das Strassenpflaster ist. Die grösste Leistung einer Kehrmaschine beträgt auf bestem Pflaster etwa **8500** qm in der Stunde, während als geringste Leistung etwa **5500** qm, als Durchschnittsleistung **6400** qm in der Stunde angenommen werden können.

Mit Leichtigkeit lässt sich hieraus feststellen, dass Handarbeit etwa das Sechsfache der Maschinenarbeit kosten würde."

Im Jahre 1902 [1]) besass die Bauverwaltung in Berlin 94 Kehrmaschinen, von denen sich 79 jede Nacht im Betriebe befanden, während 15 zur Aushilfe verblieben. Die Unternehmer erhielten nach den vertragsmässigen Abmachungen 7,15 *M* für Tag und Maschine, für das Jahr also 214820,75 *M*. 5 Kehrmaschinen sind nach 23 jähriger Tätigkeit unbrauchbar geworden. Im genannten Jahre betrug der Verbrauch an Maschinenwalzen 1421 Satz, für jede der 79 Maschinen also durchschnittlich 18 Satz, so dass jeder Satz Walzen eine Haltbarkeit von etwa 20 Tagen aufwies.

Waschmaschinen

Zum Reinigen von Asphalt- und Holzpflasterstrassen wird die Kehrmaschine neuerdings in eine Waschmaschine umgewandelt, indem man die Piassavabürste durch eine Schnecke aus Gummiplatten ersetzt. Da bei trockenem Wetter eine Besprengung nötig ist, so hat **A. Hentschel** in Berlin eine Waschmaschine konstruiert (D. R. P. Nr. 119421) [2]), die zugleich eine Besprengung der Strasse vornimmt. Sie besteht jetzt aus einem mit 4 Rädern versehenen Wasserbehälter von 1500 l Inhalt, an dem unterhalb 2 verschieden gelochte Sprengrohre und an jeder Seite ein Vorsprenger zum Verweichen des neben der Wagenbahn liegenden Schmutzes angebracht sind. Der Antrieb der Gummischneckenwelle erfolgt durch das linke Hinterrad mittels Zahnradübertragung. Dem Kutscher ist es ermöglicht, die verschiedenen Ventile zu öffnen und zu schliessen, sowie die Reinigungswelle zu heben und zu senken, so zwar, dass mit starker und schwacher und auch ohne Besprengung gearbeitet und der [illegible] als Besprenger [illegible] werden kann.

[illegible] Kehrmaschinen [illegible] die sogenannten Abziehmaschinen [illegible] Reinigung [illegible] in besonderer Menge [illegible] zum Lösen der Krusten [illegible] Asphaltstrassen [illegible] Kautschuk-Klappen [illegible]

Weise gehandhabt[1]). Bei Pferdemaschinen liegt der Rahmen mit den Kratzschuhen unter 45° zur Radachse, so dass der Schlamm, wie der Kehricht bei den früher besprochenen Kehrmaschinen, nach der Seite hin streifenweise gesammelt wird, ausserdem ist auch eine grössere Zahl Kratzschuhe als bei den Hand-Abziehmaschinen vorhanden, die mittels Hebelwerk nach Bedarf angehoben werden können. Für gewöhnlich reicht ein Pferd zum Betriebe solcher Abziehmaschinen aus, nur auf geneigten Strassen, von etwa 3% ab, werden zwei solche erforderlich. Von deutschen Firmen, welche Abziehmaschinen liefern, sind unter anderen zu nennen: Aktiengesellschaft H. F. Eckert und Carl Beermann in Berlin, Johann Dürkoop & Co. in Braunschweig und andere. Das Gewicht der Pferdemaschine mit 4 Rädern beträgt ungefähr 490 kg, ihr Preis ungefähr 500 ℳ[2]).

Aus demselben Grunde, der zur Konstruktion von Kehrmaschinen mit umstellbarer Bürste führte, baut man auch umstellbare Abziehmaschinen[3]). Eine solche kostet beiläufig 580 ℳ.

b) Staubbeseitigung mit Rücksicht auf die Selbstfahrer.

Die im vorstehenden beschriebenen Mittel zur Staubbeseitigung und das später zu besprechende Begiessen genügen nicht mehr, seitdem der Verkehr der Selbstfahrer (Kraftwagen, Motorfuhrwerke) aufgekommen und von Jahr zu Jahr an Bedeutung gewonnen hat. Hauptsächlich infolge der Schnelligkeit, mit der sich der grössere Teil dieser Fahrzeuge bewegt, wird Staub in kaum mehr zu ertragender Weise aufgewirbelt; Fussgänger und Fahrzeuge, wie auch die Insassen der Motorwagen selbst leiden in hohem Masse darunter und an den Strassen gelegene Besitztümer sind dadurch wiederholt schon entwertet worden. Dazu kommt, dass mit dem Staub der Strasse auch die feinen, bindenden Teile zwischen den Schotterstücken im Wirbel mit fortgeführt werden und damit eine Lockerung des Strassenkörpers angebahnt wird.

Es würde sich nun vor allem empfehlen, von vorneherein zur Bildung der Decklage sehr widerstandsfähige Materialien zu verwenden, die sich nur langsam abnützen und daher weniger zur Staubbildung beitragen. Wenn dies nun auch wohl bei Neuanlage besonderer Wege für Selbstfahrer geschehen würde, so musste man doch bei der Ausführung sehr vieler bestehender Landstrassen davon absehen und sie mit Rücksicht auf den Kostenpunkt aus weniger guten Materialien, wie sie die von den Strassen durchzogenen Gegenden jeweils zu gewähren vermögen, herstellen. Dadurch wird natürlich die Staubbildung bedeutend vergrössert und dazu liefern die zum Zuge benützten Tiere auch noch einen Anteil durch ihre Auswurfstoffe.

Man sieht sich deshalb in die Notwendigkeit versetzt, auf besondere Mittel zur Bindung oder Beseitigung des unvermeidlichen Staubes zu sinnen. Ein hierher gehöriges Mittel, die Herstellung von Pechschotter- oder Asphalt-

Pechschotterstrassen

[1]) Schilling, Notizen über Handabzugmaschinen, Zeitung f. Strassen- und Brückenbau, sowie Kulturtechnik, 1885, S. 65.

[2]) Über die Leistung einer Abziehmaschine in Berlin berichtet Herr Coberg unter anderem folgendes: Dieselbe wurde von Jakob & Becker in Leipzig 1875 bezogen und kostete 480 ℳ. Mittels derselben sind in fünf Tagen 43596, mithin in einem Tage rund 8720 qm Fahrbahn gereinigt worden, während ein kräftiger, geübter Arbeiter täglich im Durchschnitt nur 700 qm abschlämmen kann. Die Kosten der Reinigung betrugen bei der Maschine unter Einrechnung der Unterhaltungskosten, der Zinsen des Anlagekapitals und des Amortisationsbetrages kaum die Hälfte von jenen der Handarbeit. (Deutsche Bauztg. 1876, S. 301.)

[3]) Joh. Dürkoop & Co. in Braunschweig, Neuerungen an Strassenschlämm-Maschinen. D. R. P. Kl. 19, Nr. 7632 (2. Mai 1879).

schotterstrassen durch Ausfüllen der Hohlräume in der Decklage durch eine bituminöse Masse, ist schon früher (S. 442) besprochen worden.

Ölen der Strassen.

Ein anderes Mittel, nämlich das Ölen der Chausseen, ist in Californien und Texas seit dem Jahre 1898 üblich, indem man die Strassenoberfläche mit dem dort sehr billigen Roh-Petroleum, gewöhnlich in erhitztem Zustande, behandelt. Anfangs verfuhr man dabei ähnlich wie beim Besprengen mit Wasser, indem man immer nur so viel Öl aufbrachte, dass der Staub einigermassen durchtränkt war und nicht mehr aufgewirbelt wurde. In der Nähe von San Bernardino z. B. wurde im Jahre 1899 ein Versuch mit Hilfe eines Unternehmers ausgeführt, der vertragsgemäss einen vom 1. Mai bis 1. Dezember staubfreien Weg bei dreimaliger Besprengung während dieses Zeitraumes herzustellen hatte[1]). Das Ergebnis wurde als befriedigend angegeben.

Bald jedoch erkannte man, dass es zweckmässiger sei, einmal im Jahre von dem erhitzten Öl so viel aufzubringen, als von dem Strassenkörper aufgenommen werden kann und so, je nach der Beschaffenheit des vorhandenen Schottermaterials, eine sehr widerstandsfähige, asphaltartige Decklage zu stande zu bringen, zu deren Unterhaltung in den nächsten Jahren immer weniger Öl erforderlich wird[2]). In Chino, Californien beispielsweise hatte man auf Strassen mit sehr gutem Schottermaterial (mit Öl durchtränkter Sandstein mit tonigen Beimengungen) für 1 km der 5,4 m breiten Fahrbahn im ersten Jahre 10,7, im zweiten Jahre 6,6 und im dritten 2,4 cbm Öl verbraucht.

Wichtig ist es, bei der wiederholten Aufbringung von Öl die richtige Menge zu treffen, nicht zu viel davon zu nehmen und falls dies geschehen sein sollte, durch Aufbringen von Sand nachzuhelfen. Die Strasse wird vor der Ölung sorgfältig profiliert, ausgebessert, mit Wasser besprengt und abgewalzt. Nachdem sodann der Strassenkörper ausgetrocknet, wird er mit einer Egge wieder aufgelockert oder eine Deckschichte aus Sand oder Kies aufgebracht; alsdann kann die Ölung erfolgen. Alles Nähere über diese Behandlung ist aus den angegebenen Veröffentlichungen, wie auch aus einer amtlichen Äusserung von J. W. Abbott im Jahrbuche der Abteilung für Landwirtschaft der nordamerikanischen Bundesregierung für das Jahr 1902 enthalten[3]).

Teeren der Strassen.

Es lag nahe, dass man nach den erfolgreichen amerikanischen Versuchen auch solche in Europa unternahm. Hier aber stand vor allem der sehr hohe Preis brauchbaren Petroleums seiner Anwendung entgegen, nachdem sich andere, leichter zu beziehende Ölsorten, wie beispielsweise das Masut, ein Rückstand der Raffinierung des russischen Petroleums, nicht bewährt hatten. So kamen

---

1) Oiled roads and their benefit. Paper read by Mr. T. F. White of Chino before the Good Roads Association of Southern California, The Engineering Record 1900, Vol. 42, p. 440. Eine Wiedergabe dieser Abhandlung findet sich in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1900, S. 567.

2) Neben der vorstehend angegebenen Abhandlung von White ist noch auf die folgenden von demselben Verfasser hinzuweisen: Oil in Street Construction. Abstract of a paper read before the League of California Municipalities by Mr. T. F. White, Chino, Cal., The Engineering Record 1902, Vol. 45, p. 171; eine Mitteilung hierüber in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1902, S. 397; und „Practical hints for builders of oiled roads“, Engineering News 1903, Vol. 50, p. 248. Sodann: Oil as a Road Material in the West. Abstracted from an article by Capt. H. M. Chittenden in the Report of the Chief of Engineers, U. S. Army, for 1902, The Engineering Record 1903, Vol. 47, p. 435; der Inhalt auch dieses Berichtes ist in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 264 wiedergegeben. Oiling Roads at Rock Island, The Engineering Record 1903, Vol. 48, p. 78 und Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1903, S. 407.

3) Use of mineral oil in road improvement (slightly condensed from Yearbook of Departement of Agriculture for 1902) by James W. Abbott, Engineering News 1903, Vol. 50, p. 190. Wiedergegeben in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 487, 501.

im Jahre 1902 Dr. Guglielminetti in Monte Carlo und Ingenieur Rimini in Ravenna dazu, an Stelle des Petroleums den schon früher, in den achtziger Jahren des verflossenen Jahrhunderts, in Frankreich angewendeten Steinkohlenteer neuerdings in Anwendung zu bringen[1]).

Das hiermit aufgekommene Teeren der Schotterstrassen, vor allem der Fahrbahnen, dann auch der Fusswege, ist in den letzten Jahren sehr oft in den europäischen Ländern versuchsweise ausgeführt worden; besonderes Interesse verdienen die Bemühungen, die sich die Franzosen mit dieser Angelegenheit gegeben haben[2]). Zurzeit besteht das Verfahren darin, die zu teerende Strasse gründlich zu reinigen und in guten Stand zu setzen, hierauf den erhitzten Teer aufzubringen, mittels Besen auszubreiten und endlich Sand oder Strassenstaub aufzustreuen, falls der Verkehr sofort zugelassen werden soll; unterlässt man das Sandstreuen, so bedarf die Strasse mehrere Tage zum Austrocknen, bevor der Verkehr über sie weggehen darf. Manche Unternehmer lassen dem Teeren eine Behandlung der Strasse mit leichtem Teeröl oder dergleichen vorausgehen.

Ingenieur Dreyfus hat auf Grund seiner Versuche folgende Regeln aufgestellt[3]):

1. Die Teerung muss vor allen Dingen bei gutem, trocknem und warmem Wetter erfolgen. Die in den Boden eingedrungene und dort verbleibende Feuchtigkeit ist der grösste Feind des Teers.
2. Die makadamisierte Strasse muss in gutem Zustande sein. Ist dies nicht der Fall, so zeigt der Teer Neigung, sich in den Vertiefungen anzusammeln, und es ist dann schwer, einen Belag von gleichmässiger Stärke zu erzielen. Das Teeren einer in schlechtem Zustande befindlichen Landstrasse würde auch noch einen anderen Missstand haben, indem die später vorzunehmenden Ausbesserungsarbeiten wesentlich erschwert würden, da die geteerten Stellen hart wie Asphalt werden.
3. Während für einen guten Auftrag von dickflüssigen Petroleumrückständen die Strassenoberfläche locker und staubig sein muss, ist für die Teerung eine absolut reine Strassenfläche unerlässlich.

   Wenn die Strasse neu oder frisch gewalzt ist, so genügt das vorherige Abkehren; ist sie aber bereits einige Zeit im Verkehr, so ist es besser sie abzukratzen oder abzuspülen, am besten mit Sprengwagen und Piassava-Besen, so dass der Steinschlag freigelegt wird. Bevor indessen der Teer aufgetragen wird, muss jede Spur von Feuchtigkeit verschwunden sein. Überall wo der Teer nicht unmittelbar an festem Wegbaumaterial haftet, hebt er sich unter der Einwirkung der darüberlaufenden Räder ab, da der feine Staub das Anhaften verhindert.
4. Schliesslich muss man einige Stunden nach dem Auftragen des Teers, damit der Glanz die Pferde nicht scheu macht und der Auftrag nicht schlüpfrig wird, Sand streuen und leicht nachwalzen. Man würde alsdann die Strasse dem Verkehr wieder übergeben können, es ist aber besser 6—12 Stunden zu warten, damit der Teer trocknen kann.

Der Preis des Teerens wird zwischen 7 und 10 Cts/qm schwankend angegeben, Bei einer Strassenbreite von 6 m würden sich demnach die Kosten

---

[1]) Gegen den Strassenstaub in Stadt und Land, von Dr. med. Guglielminetti, aus der Frankfurter Zeitung in Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1902, S. 399. Von demselben Verfasser die Abhandlung „Die Behandlung der Strassen mit Steinkohlenteer", aus der Münchener Medizinischen Wochenschr. in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 391.

[2]) In der Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau, in den Jahrgängen von 1903 ab finden sich eine Anzahl interessanter Mitteilungen hierüber. Weiter sei erwähnt: J. Feugères, Goudronnage et pétrolage des routes, Nouvelles Annales de la Construction 1904, col. 12—16, 25—31, 44—48; eine Übersetzung davon in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1904, S. 264, 286.

[3]) Die Bekämpfung des Strassenstaubes auf Landstrassen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1903, S. 115. Ähnliche Regeln wie Dreyfus hat auch der französische Ingenieur Gavrian aufgestellt; siehe die Abhandlung: Suppression de la poussière des chaussées empierrées par le goudronnage et l'emploi d'enduits collants, Note de M. Le Gavrian, Ing. d. p. et ch., Annales des travaux publics de Belgique, 1904, deuxième série, Tom. IX, p. 345; auch in Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 358.

des km auf 400 bis 600 Fr. stellen unter Zugrundlegung eines Preises von 50 Fr. für die Tonne Teer.

In der angezogenen Abhandlung (Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1903) folgen dann verschiedene günstige Äusserungen von Ingenieuren über das Teeren der Strassen. Kostenangaben von V. **Luya**, Ingenieur von Aix-les-Bains finden sich in den „Travaux Publics"; dieselben sind auch in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1904, S. 6 wiedergegeben. Der Stand der Angelegenheit zu Ende des Jahres 1903 wird wohl zutreffend von dem französischen Brücken- und Wegbauamt charakterisiert, das sich dahin ausspricht, dass die bisher angestellten Versuche wohl günstig ausgefallen sind, jedoch noch abschliessende Versuche notwendig machen [1]). Auf grösseren Steigungen versagt das Teeren, insofern die Pferde auf den asphaltartigen Flächen nicht den nötigen Halt finden.

Asphaltin.

Es ist begreiflich, dass man auch versucht hat künstliche Mittel zur Bekämpfung des Staubes anzuwenden. Von ihnen ist zunächst das **Asphaltin** des Professor Dr. **Büttner** in München zu nennen, ein Gemisch von Ölen und Asphalt, das, ebenso wie Teer, in heissem Zustande aufgebracht und mit Bürsten verteilt wird, nachdem eine Vorbehandlung der Strassen mit Teeröl oder Petroleum stattgefunden. Dasselbe wurde gelegentlich der deutschen Städteausstellung zu Dresden in der Lennéestrasse zwischen Stübel- und Herkulesallee angewendet. In einem Gutachten des Dresdener Tiefbauamtes über diesen Versuch [2]), worin die Art der Ausführung genau beschrieben wird, heisst es schliesslich:

Bis jetzt ergibt somit die Asphaltin-Probestrecke auf der Lennéestrasse folgendes Resultat: Die staubbindende Kraft des Asphaltins ist deutlich erkennbar, ebenso zeigte sich die Strasse als verkehrsicher, da sie keineswegs schlüpfrig wurde. Auch eine schalldämpfende Wirkung konnte erwiesen werden. Der anfangs etwas durchdringende Petroleumgeruch hatte nach etwa 8 Tagen wesentlich nachgelassen und war nach 2 Wochen fast nicht mehr bemerkbar. Bei der zweiten Imprägnierung war ein Geruch überhaupt nicht festzustellen. Die Sonnenhitze scheint auf die Strassen keinerlei Einfluss auszuüben. Die Imprägnierungsflüssigkeit ist etwa 10 cm in den Strassenkörper eingedrungen.

Erweisen sich die staubbindenden Eigenschaften des Asphaltins auch weiterhin als nachhaltige und ergibt sich nach der vorgenommenen zweiten Imprägnierung auch eine schmutzverhindernde Wirkung namentlich bei Regenwetter, wird ausserdem die Steindecke durch die darüber liegende Asphaltindecke vor rascher Abnutzung geschützt, so wird seitens der Dresdener Stadtverwaltung angesichts der verhältnismässig nicht zu hohen Kosten der Asphaltinierung die Ausdehnung des Versuchs auf weitere Schotterstrassen in Erwägung gezogen werden.

Andere Bemerkungen über Asphaltinierungen siehe C. **Schmid**, Technische Studienheft Nr. 5, S. 87.

Westrumit.

Ein anderer künstlich zubereiteter Stoff ist das **Westrumit**, so benannt nach seinem Erfinder C. van Westrum in Berlin. Es ist eine in Wasser lösliche Mischung von Teer- und Petroleumbestandteilen mit Alkalien. Der erste Anspruch des am 2. April 1902 in Deutschland unter Nr. 143620 erteilten Patentes lautet:

1. Verfahren zur Verhinderung der Staubentwicklung und zur Instandhaltung der Oberfläche von Wegen, [illegible], Höfen, offenen und geschlossenen Räumen u. dgl., gekennzeichnet durch die Verwendung der wässerigen Lösungen oder Emulsionen der durch Alkalien [illegible] Ammoniak, Alkalisalze, Alkaliseifen oder Alkaliseifen wasserlöslichen oder [illegible] Harze, [illegible] sowie von Seifenlösungen und Wasserglas [illegible] Besprengen [illegible].

[1]) [illegible] Strassenbau [illegible] S. [illegible]

[2]) [illegible] Asphaltin-Strasse der [illegible] Dresden [illegible] Strassenbau 190[illegible], S. 371.

[illegible] über staubfreie Strassen. [illegible] des Strassenstaubes in München [illegible] Heft 18, 20 [illegible]

5 oder 10 % dieser Mischung werden in Wasser gelöst und damit wird die Strassenoberfläche mittels der gewöhnlichen Wasserfässer besprengt. Die erforderliche Zahl der Besprengungen wird verschieden angegeben. Aus dem Prospekte der englischen Gesellschaft, die das Westrumit in London liefert und eine Filiale in Berlin besitzt, ist unter anderem folgendes zu entnehmen:

Westrumit, in einer Menge von 5 bis 10 % mit kaltem Wasser gemischt, bildet eine vollständige Lösung, die beim Besprengen chaussierter Fahrbahnen ganz durch die feinsten Staubteile durchsickert und durch seine fetten Bestandteile die Schottersteine der oberen Lage mit dem zwischen diesen befindlichen Bindematerial so verbindet, dass die Staubbildung verhindert und infolgedessen die Fahrbahn länger ohne Ausbesseruugen erhalten bleibt, als es ohne Anwendung von Westrumit der Fall sein würde. Westrumit soll nicht gefrieren und deshalb mit ungeschwächtem Erfolge auch zur Verhinderung der Staubbildung im Winter, wo solche lästiger werden kann als im Sommer, verwendet werden können. Es soll die Staubbildung in genügendem Masse verhindern, ohne unangenehmen Geruch zu verbreiten und ohne die Oberfläche der Chaussierung schlüpfrig zu machen und sich an die Wagenräder zu hängen. Es soll innerhalb 5 Stunden nach seiner Aussprengung trocknen, so dass die betreffenden Fahrbahnen für den Verkehr nicht notwendig gesperrt zu werden brauchen, wenn es auch zur Erzielung eines möglichst vollkommenen Erfolges ratsam ist, die Sprengung während der Nacht vorzunehmen. Westrumit soll desinfizierend wirken, durch Verhinderung der Staubbildung auch der Bildung von Schlamm und sogenannten Schlaglöchern vorbeugen. Als Hauptvorzug des Westrumits gegenüber von Erdöl und Teer werden seine Anwendung in kaltem Zustande aus einem gewöhnlichen Wasserwagen heraus, ohne besondere Vorrichtungen, und die erheblich geringeren Kosten hervorgehoben.

Nach der Angabe der Gesellschaft wird auf städtisch-chaussierten Fahrbahnen für das erste Besprengen eine 5 bis 10 %ige Lösung empfohlen, worauf nach mindestens 12 Stunden ein zweites Besprengen mit einer Lösung von nur 5 % erfolgen soll, was deshalb als unbedenklich bezeichnet wird, weil die erste, gegebenenfalls während der Nacht ausgeführte Besprengung, schon nach 4 bis 5 Stunden getrocknet sein soll. Zu wiederholen soll ein Besprengen der letzteren Art nur in Zeitabschnitten von 2—8 Wochen erforderlich werden, je nach der Art des Verkehrs, der Witterung, des Zustandes der Fahrbahnoberfläche und nach sonstigen Umständen. Bei Landstrassen wird ein Besprengen mit einer nur 5 %igen Lösung in Zeitabschnitten von 3—4 Monaten für ausreichend gehalten, unter der Voraussetzung, dass das erste und zweite Besprengen mit je einer Lösung von 10 % stattgefunden hat [1]).

Wahrscheinlich wird dies im allgemeinen nicht genügen.

Die Deutschen Ölbesprengungswerke raten, zunächst eine zweimalige Grundierung mit 10 %iger Lösung aufzubringen, wobei die zweite alsbald nach Abtrocknung der ersten aufzugiessen ist; sodann soll 8 Wochen lang jede Woche mit 5 %iger Lösung begossen werden. Nach dieser Zeit werde man je nach Verkehr und Lage der Strasse mit 2,5 %iger Besprengung alle 1 bis 3 Wochen auskommen, wobei streng darauf zu achten sei, rechtzeitig zu sprengen, also nicht erst Staub entstehen zu lassen.

Im darauffolgenden Frühjahr ist die Grundierung entbehrlich, dreimalige wöchentliche 5 %ige Besprengungen werden genügen, um ferner wieder nur mit 2,5 %iger Lösung in Zeiträumen von 1 bis 3 Wochen besprengen zu müssen. Bei jeder Besprengung soll 1 Liter der Lösung auf 1 Quadratmeter ausgesprengt werden. Nimmt die Chaussierung die Flüssigkeit nicht so rasch auf, dass das Abfliessen verhindert bliebe, so ist mit dem Sprengwagen rascher zu fahren und die Strecke nach Bedarf noch ein zweites oder drittes Mal zu befahren, bis 1 Liter auf jedes Quadratmeter gesprengt ist [2]).

Die Deutschen Ölbesprengungswerke in Berlin liefern 1000 l Westrumit zu 200 ℳ.

Bezüglich der Kosten gab L. v. Westrum auf dem Deutschen Automobiltag 1904 an, dass, abgesehen von der Grundierung (zweimalige Besprengung mit einer 10 %igen Lösung, zusammen um 4—5 ₰/qm) eine Strasse im Durch-

[1]) Voiges, Beschränkung der Staubbildung auf chaussierten Strassen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1904, S. 19.

[2]) C. Schmid, 5. Technisches Studienheft, S. 89.

schnitt von April bis Oktober sich staubfrei erhalten lasse bei sehr schwachem Verkehr mit einem Kostenbetrage von 6—8 ₰/qm, bei mittlerem Verkehr mit 9—12 ₰/qm, bei starkem Verkehr mit 16—17 ₰/qm [1]). Inwieweit diese Zahlen zutreffen und wie sich das Westrumit überhaupt bewähren wird, muss ebenfalls erst die Erfahrung lehren. Die Aussichten scheinen allerdings nicht ungünstig zu sein. Bei dem Gordon-Bennett-Rennen hat Westrumit sich sehr gut bewährt.

Über andere künstliche Mittel zur Festlegung des Staubes siehe unter anderen in dem schon angezogenen Vortrage von Dr. Übel, S. 67, der auf S. 64 ff. auch über die interessanten und in der Allgemeinen Automobil-Zeitung 1904 veröffentlichten Staubanalysen des Dr. Dietrich in Helfenberg berichtet.

2. Begiessen der Strassen.

Um das Stauben der städtischen Strassen zu verhüten und die Hitze zu mildern, werden dieselben mehrmals am Tage mit Wasser besprengt; auch dem Reinigen derselben hat in der Regel eine Besprengung voranzugehen. Anders wird gewöhnlich bei Asphaltstrassen verfahren; es wird nämlich mit der während der Nachtstunden auszuführenden gründlichen Reinigung der Asphaltstrassen durch Abziehen von Staub und Kot eine förmliche Waschung derselben verbunden, wodurch alle Stoffe, welche trotz erstgenannter Arbeit zurückbleiben und unter Tags Staub- oder gefährliche Schlammbildung verursachen würden, gründlich beseitigt werden [2]). Auch das Holzpflaster pflegt man neuerdings einer Art Waschung zu unterziehen.

In Seestädten wird statt Süsswasser zuweilen Meerwasser zum Strassensprengen in Anwendung gebracht [3]); es hat sich jedoch gezeigt, dass manche der nach dem Abtrocknen der Strasse in die Luft übergehenden Salze gesundheitsschädlich wirken. Manchmal hat man schon dem Sprengwasser hygroskopische Salze, wie z. B. Chlorcalcium, manchmal auch Laugen zugesetzt. [illegible] fehlen noch genauere Erfahrungen damit.

Das Annassen der Strassen vor dem Kehren geschieht in einfachster Weise mittels Giesskannen oder Hand-Sprengwagen, dagegen werden die bedeutenden zum Besprengen der Fahrbahnen im Sommer und zum Reinigen derselben [illegible] Wassermassen entweder in grossen Sprengwagen beigefahren oder [illegible] aus den Wasserleitungen entnommen.

[illegible]

Nr. 1, Inhalt 1000 l, womit etwa 1900 qm besprengt werden können, wiegt 1000 kg
„ 2, „ 1250 l, „ „ 2400 „ „ „ „ „ 1100 „
„ 3, „ 1500 l, „ „ 2900 „ „ „ „ „ 1200 „
„ 4, „ 2000 l, „ „ 3800 „ „ „ „ „ 1300 „

Eine Abweichung von der vorstehend besprochenen Art der Sprengvorrichtung zeigen die Sprengwagen von Miller, indem bei ihnen die Ausströmung auf beiden Seiten und senkrecht zur Fahrrichtung erfolgt. Zunächst tritt das Wasser aus der Tonne unmittelbar in zwei beiderseits angebrachte Kästen ein. Aus denselben wird das Wasser mittels Ventilen, die der Kutscher nach Belieben in Bewegung setzen kann, in je zwei zylindrische Verteilungskammern geleitet, deren Achsen parallel zur Längsachse des Fahrzeuges gerichtet und deren Mäntel durchlocht sind, so dass der Ausfluss senkrecht zur Fahrrichtung erfolgt. Da die einzelnen Kammern gesondert bedient werden, kann der Wasserausfluss einseitig und doppelseitig, und, weil die Bohrung der zusammengehörigen Kammern verschieden gross ist, kann auf jeder Seite stärker oder weniger stark gesprengt werden. Die Sprengweite wird zu 6 m, die Kosten werden zu 1150 *M* angegeben.

Zur Erzielung einer grösseren Besprengungsweite hat O. Türcke[1]) in Dresden an dem hinteren Ende des etwa 2 cbm fassenden Wasserfasses eine Art Turbine angebracht, die sich in einem halboffenen Gehäuse dreht. Die Bewegung derselben geht unter Vermittelung von Kegelrädern von einem der Hinterräder aus, während der Kutscher das Aus- und Einrücken der Turbine, wie auch die Regelung des Wasserzuflusses bewirkt. Durch ein grosses Ventil fliesst das Wasser auf die Turbine und wird alsdann von dieser, in feine Tropfen gleichmässig verteilt, ausgeschleudert. Je nach der Breite der Strassen wird der Wasserzufluss und die Fahrgeschwindigkeit bald vergrössert, bald verkleinert, während bei neueren Ausführungen der Wechsel in der Wurfweite durch Verstellung der Turbine erzielt wird.

Gewöhnliche Schläuche.

Bei unmittelbarer Entnahme des Sprengwassers aus den Leitungsröhren einer Strasse lässt sich der in denselben herrschende Druck zum Besprengen nutzbar machen. Schraubt man nämlich an einen Hydranten einen wasserdichten Schlauch, der in ein mit einem Hahne verschliessbares Mundstück endigt, aus dem das Wasser nach Öffnen des Hahnes im Bogen entweicht, so kann eine den Hydranten umgebende kreisförmige Fläche benässt werden, deren Halbmesser der Wurfweite des Hydranten gleich ist. Um weiter entfernte Teile der Strassenoberfläche mit dem Wasserstrahle zu erreichen, hat man schon Schläuche der vorerwähnten Art in bedeutenderen Längen in Anwendung gebracht; die Erfahrung lehrte jedoch, dass dieselben beim Hin- und Herziehen auf der Strasse leicht beschädigt wurden.

Roll-schläuche.

So kam man dazu, sogenannte Rollschläuche herzustellen, d. h. zwischen zwei einerseits am Hydranten anzuschraubenden, anderseits mit dem Mündungsstück versehenen kurzen elastischen Schlauchstücken eine Anzahl Blechröhren von etwa 2 m Länge einzuschalten, die untereinander durch kurze Schlauchgelenke verbunden und je mit einem Ende auf zwei nach allen Seiten hin leicht beweglichen Rollen gelagert sind[2]).

Schlauch-Trommel-Wagen.

Auf andere Weise erzielte Wertheim[3]) denselben Zweck, indem er den sogenannten Schlauchtrommelwagen erfand in der Absicht

---

[1]) Die Bauten etc. von Dresden. Herausgegeben vom sächsischen Architekten- und Ingenieur-Verein und dem Dresdener Architekten-Verein, 1878, S. 474.

[2]) Les travaux publics de la France etc., ouvrage publié sous les auspices du Ministère des trav. publ. et sous la direction de M. Léonce Reynaud, Insp. gén. d. p. et ch., Tome I: Routes et ponts par F. Lucas et V. Fournié, Paris 1883.

[3]) Der Schlauchtrommelwagen, ein neuer Apparat zur Strassenbespritzung, von O. Wertheim, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1867, S. 135.

1. eine bequeme Verbringung langer Schläuche von einem Hydranten zum anderen zu ermöglichen,
2. die Beschädigung der Schläuche durch den Strassenverkehr und die Störung des letzteren durch das Besprengungsgeschäft tunlichst zu verhüten, endlich
3. eine ununterbrochene Besprengung, auch während des Verlängerns und Verkürzens der Schläuche, auszuführen.

Der mit dem Namen „Schlauchtrommelwagen" belegte Apparat ist ein zweiräderiger Handkarren, dessen Räder sich, wie gewöhnlich, frei um ihre Achse drehen. Diese selbst, eine schmiedeiserne Röhre, auf welche die Schlauchtrommel aufgekeilt ist, dreht sich beim Auf- und Abwickeln des Schlauches samt der Trommel in den Radnaben. Das an der Trommel befestigte eine Schlauchende steht mit der hohlen Achse in Verbindung, so dass beim Anschlusse des anderen Endes an den Hydranten das Wasser den ganzen Schlauch mit allen seinen Windungen, wie auch die hohle Karrenachse erfüllt. Mit letzterer steht durch eine Stopfbüchse ein am Karrengestell befestigtes, gebogenes Rohr in Verbindung, das zu einem (oder zu zwei) entweder in der Achse des Karrens oder zur Seite derselben angebrachten Ventile führt, an dem endlich der kurze, vom Arbeiter gehandhabte Spritzenschlauch angeschraubt ist.

Nach der ursprünglichen Beschreibung (Ztschr. des österr. J. u. A.-V. 1867) waren ein- und ausrückbare Zahnradverbindungen zwischen den Karrenrädern und der Karrenachse angebracht, um die Umfangsgeschwindigkeit der Räder und die Abwickelungsgeschwindigkeit des Schlauches gleich zu erhalten. Später sind die Zahnräder weggeblieben und man hat das Auf- und Akwickeln des Schlauches aus freier Hand bewirkt. Die abwickelbare Schlauchlänge wird ungefähr gleich dem halben Abstande der Hydranten von einander gewählt. Je nach der hierdurch bestimmten Grösse des Weges und je nach der Art der Fahrbahn sind zur Fortbewegung des Karrens ein oder zwei Arbeiter erforderlich, während ein anderer die Führung des Spritzenschlauches (und das Drehen der Schlauchtrommel) besorgt. Der Schlauchtrommelwagen ist als eine sehr zweckmässige Vorrichtung zum Strassenspritzen zu bezeichnen.

Die Frage, ob das Besprengen sämtlicher Strassen mit Wasser in der Folge von der Stadtgemeinde übernommen und in welcher Weise dasselbe geschehen solle, hat den Stadtmagistrat von München im Jahre 1884 veranlasst, einen Fragebogen folgenden Inhalts an die Vertretungen einer grösseren Anzahl von Städten zu richten:

1. Wird in Ihrer Stadt die Strassenbespritzung durch die Gemeinde besorgt, in eigener Regie oder in Akkord?
2. Wird hierbei unmittelbar von der Wasserleitung aus mittels der in dieselbe eingesetzten Feuerhydranten, oder mittels hierzu eingeschalteter, besonderer Spritzwechsel, oder mittels Fasswägen gespritzt; warum wurde event. letzteres vorgezogen?
3. Liegen die Feuerhydranten auf der Strassenfahrbahn oder dem Fusswege und welcher Druck ist durchschnittlich in der Leitung?

Antworten hierauf sind von 32 Städten eingegangen [1]).

Demnach benützten damals 30 Stadtverwaltungen Sprengwagen, und zwar 20 von ihnen ausschliesslich, die übrigen neben anderen Vorrichtungen. Fast übereinstimmend wird angegeben, dass die Besprengung mittels Wasserfässern billiger komme als mit der gewöhnlichen Schlauchvorrichtung; erstere erforderten weniger Personal, erlitten geringere Abnützung und verbrauchten nicht so viel Wasser wie letztere, auch werde bei Verwendung von Fässern der Verkehr am wenigsten belästigt und ein schädlicher Angriff auf die Beschotterungen sei aus-

[1]) Schilling's Journal für Gasbeleuchtung etc., 1884, S. 589, 621.

geschlossen. Berlin insbesondere hebt hervor, dass die Füllung der Sprengwagen mittels eines kupfernen Standrohres mit angebundenem Schlauche unmittelbar aus den Hydranten erfolge; Schlauchbesprengung finde dort nicht statt; das eingehaltene Verfahren verdiene unbedingt den Vorzug vor allen übrigen bekannten Verfahrungsweisen. Ein Sprengwagen von 1,5 cbm Inhalt könne täglich bei 10stündiger Arbeit bis 40 mal gefüllt werden, er besprenge mit jeder Füllung 2700 qm Strassenfläche und gewähre eine Tagesleistung von ungefähr 100 000 qm.

Aus Hannover wird berichtet, dass das Besprengen nur mit Wagen geschehe, unter welchen sich die von O. Türcke in Dresden bezogenen, mit einer zur Verteilung des Wassers dienenden Schleuderscheibe versehenen, vorzüglich bewährten. In schmalen Strassen seien diese Wagen ihrer grossen Sprengweite wegen nicht zu gebrauchen, dort kämen die einfachen Fasswagen mit wagrechtem Ausflussrohr (System Eckert) zur Verwendung. Ausserdem wird noch bemerkt, dass man in Hannover sehr eingehende Versuche angestellt habe und zu den Sprengwagen übergegangen sei, weil dieselben in bezug auf Leistungsfähigkeit, Annehmlichkeit und Kosten an erster Stelle stünden.

Abweichend hiervon lautet der Bericht aus Stuttgart: Spritzwechsel haben wir nicht, der Anschluss geschieht an die Feuerhydranten. Die Gemeinde besitzt folgende Spritzapparate: 1. einen sogenannten Wiener Schlauchtrommelwagen, 2. vier kleinere einspännige, zweiräderige Fasswagen aus Holz, mit einem Inhalt von 650 l; vier grössere zweispännige Fasswagen, zweiräderig, mit einem Fassungsraum von 1250 l; 3. zwölf Giessvorrichtungen aus Röhren von Eisenblech, die auf kleinen Rollen ruhen und mit Gummischläuchen unter einander verbunden sind. Mit Spritzwagen werden nur jene Strassen begossen, in denen noch keine Wasserleitungen gelegt sind, alle anderen mit Rollschläuchen. Letztere sind billiger; die vielen steilen Strassen in hiesiger Stadt verteuern das Giessen, anderseits ist in vielen Strassen der Fahrverkehr nicht so bedeutend, dass die Schläuche der Rollapparate öfters überfahren würden.

3. Beseitigung von Schnee und Eis.

Auf Landstrassen.

Um den Verkehr auf Landstrassen auch nach Anfall grösserer Schneemassen zu ermöglichen, beseitigt man dieselben, ehe sie fest geworden, wenigstens auf dem mittleren Teile der Fahrbahn, und zwar meist mit Hilfe des Bahnschlittens, wobei man nur soviel Schnee übrig lässt, dass sich eine Schlittenbahn bilden kann. Ein solcher Bahnschlitten oder Schneepflug einfacher Art ist ein in Holz konstruierter Keil mit lotrechter, eisenbeschlagener Schneide, der mit Steinen beschwert und von Pferden gezogen wird, doch kommen auch eiserne Schneepflüge vor und solche, deren Arbeitsbreite nach Bedarf verändert werden kann. Der zur Seite geräumte Schnee wird gewöhnlich sich selbst überlassen, bis er im Frühjahre der Sonne und dem Regen weicht. In manchen Gegenden mit starken Schneefällen und langer Winterszeit erscheint es zweckmässiger, den Schnee nicht bei Seite zu räumen, sondern zu einer Bahn zu ebenen, so dass der Verkehr oft in beträchtlicher Höhe über der Strassenoberfläche stattfindet.

In der Stadt.

Viel umfassender wie auf den Landstrassen ist die Beseitigung des Schnees in den Städten, wo dieselbe möglichst schnell und vollständig erfolgen muss. Der Schnee wird hier von Hand oder mit Maschinen vollständig nach der Seite geräumt und alsbald abgefahren. Die dabei verwendeten Maschinen sind entweder Schneepflüge, ähnlich den auf Landstrassen benützten, jedoch besser wie diese konstruiert und gewöhnlich in Eisen ausgeführt, oder sie stellen eine besondere Art von Abziehmaschinen vor, wie sie insbesondere von Dürkoop & Co. in Braunschweig hergestellt werden [1]).

Die Abfuhr mit Wagen nach Ablagerungsplätzen hin verursacht meist sehr bedeutende Kosten, man hat deshalb in manchen Städten versucht, den Schnee in die städtischen Kanäle einzuwerfen. Die ersten Versuche in dieser Richtung scheinen in Frankfurt a. M. im Jahre 1889 angestellt worden zu sein [2]). Man kam damals zu der Anschauung, dass das Einwerfen in die Kanäle

---

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, IV. Bd., XVI. Kap. S. 62 ff.

[2]) Zeitschr. f. Transportw. und Strassenb. 1896, S. 3.

tunlich sei, wenn nur im Hauptkanal eine starke Strömung herrsche, doch glaubte man den Einwurf auf einer schiefen Rutschebene ausführen und an deren Fuss eine Kammer anlegen zu sollen, von der aus der Schnee in zulässiger Menge fortwährend in den Kanal hineingezogen werden sollte. Man sagte sich nämlich:

„Der Schnee darf nicht unmittelbar in den Kanal fallen, da er sonst auf der Sohle kleben bleibt und allmählich einen Damm bildet. Auch darf der Schnee nicht stossweise in solchen Mengen eingeführt werden, dass der Strom hierdurch aufgehalten und aufgedämmt wird. Er muss dem Wasser fortdauernd in solcher Menge zugeführt werden, dass er vom Sielstrom fortgetragen werden kann.“

Diese Versuche haben, wie schon erwähnt, auch in anderen Städten Nachahmung gefunden. In Cöln [1]) z. B. ging man entschieden vor und richtete eine Anzahl Einwurfschächte her. Die in den Kanälen dortselbst meist fehlende stärkere Strömung wurde durch eine Brause künstlich erzeugt, dagegen sah man von der in Frankfurt damals für notwendig erklärten Schneerutsche ab; der Schnee wurde fast immer von den Fuhrwerken aus auf die Kanalsohle geworfen, ohne dass Aufdämmungen und Verstopfungen eintraten. Da die Kanäle durch den dem Schnee anhaftenden Strassenschmutz einigermassen verunreinigt wurden, so liess das Tiefbauamt jährlich im Frühjahr die Kanäle auf Kosten „Schneebeseitigung“ reinigen.

In Mainz, wo man den Schnee durch die Einsteigschächte einwarf, wurden die Kanäle durch den im Schnee vorhandenen Strassenschmutz stark verschlammt, ja verstopft, so dass nicht unbedeutende Reinigungskosten erwuchsen. Man ist deshalb dort von dieser Art der Schneebeseitigung wieder abgekommen [2]).

Dagegen sind in Zwickau gute Erfahrungen gemacht worden, so dass Stadt-Baurat Kretzschmer aussprechen konnte [3]):

Wo die Verhältnisse so oder ähnlich wie in Zwickau sind, kann ich die Schneebeseitigung durch Einwurf in die Kanäle auf Grund mehrjähriger Erfahrung bestens empfehlen. Ob man angesichts der enormen Summen, die als Aufwand für Schneebeseitigung in einzelnen Städten genannt werden, bei der Planung einer Kanalisationsanlage für eine Stadt nicht gut tut, auf die künftige Benutzung der Kanäle für diesen Zweck von vorneherein Rücksicht zu nehmen, will ich dahin gestellt sein lassen.

Der Verfasser der angezogenen Abhandlung gibt als Voraussetzungen, die das Gelingen dieses Verfahrens der Schneebeseitigung verbürgen, an:

a) Vorhandensein weiter (besteigbarer) Kanäle;

b) Vorhandensein grosser Mengen von Spülwasser;

c) Anschluss der Kanäle an einen Flusslauf von einiger Mächtigkeit und im Gegensatz zu dem Falle, dass die Kanalwässer vom Flusse ferngehalten und künstlich fortgeschafft werden müssen.

Daneben ist:

d) eine gewisse Tiefenlage der Kanalsohle unter den Kellersohlen der angeschlossenen Häuser notwendig, damit bei etwaigem Aufstau nicht Keller-Überschwemmungen entstehen.

Wo selbst nur eine der Bedingungen zu a) und b) unerfüllt ist, wird man Verzicht zu leisten haben, wogegen die Bedingungen zu c) und d) von weniger zwingendem Inhalt sind.

Versuche zum künstlichen Auftauen des Schnees mit Dampf oder Wasser sind schon wiederholt angestellt worden, haben jedoch vorerst noch nicht den gewünschten Erfolg gehabt, indem sich die Kosten zu hoch stellten. Vereinzelt auch nur ist die Verwendung billiger Sorten von Kochsalz, wie solches auch zum Freimachen der Trambahngleise benützt wird; in Paris z. B. soll man

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1896, S. 3. Ausserdem siehe: Schneebeseitigung in Grossstädten, Deutsche Bauz. 1895, S. 613.

[2]) Nach freundlicher Mitteilung des Herrn Bauinspektor Willens, Vorstand des Tiefbauamtes in Mainz.

[3]) Schneebeseitigung von den Strassen, Deutsche Bauz. 1896, S. 69.

nicht ungünstige Erfahrungen damit gemacht haben [1]). Gegen das Salzstreuen lässt sich anführen, dass die Tiere, insbesondere die Pferde, darunter leiden, wie man auch annimmt, dass die beobachtete Zerstörung des Betons unter den Trambahnschienen mit durch das eindringende Salzwasser bedingt sei.

B. Wiederersatz der abgenützten Fahrbahnteile.

1. Umstände, welche die Strassen-Abnützung beeinflussen.

Auf die Abnützung einer Strasse, und insbesondere ihrer Fahrbahn, haben verschiedene Umstände Einfluss; vor allem die Art und Grösse des Verkehrs und die Güte des zu ihrer Bildung verwendeten Materials, ausserdem ihre Bauweise und die Art ihrer Instandhaltung, die klimatischen Verhältnisse, Lage, Aufriss und Breitenabmessung [2]).

Verkehr auf den Landstrassen.

Über Art nnd Grösse des Verkehrs liegen nicht allzuviele Erhebungen vor, am meisten noch von Landstrassen ausserhalb der Städte. Auf denselben verkehren, abgesehen von den neuerdings in immer grösserer Zahl auftretenden Motorfahrzeugen, Wagen mit Zugtieren, Handwagen, Fussgänger, Reittiere und freilaufendes Vieh. Von diesen ist das mit Tieren bespannte Fuhrwerk ausschlaggebend und man pflegte bisher den Verkehr entweder durch die Anzahl der innerhalb einer gewissen Zeit auftretenden Fahrzeuge oder der dabei verwendeten Zugtiere anzugeben. Richtiger wäre es gewesen, die von letzteren beförderte Gesamtlast in bezug auf die Strassenbreite festzustellen; die Erhebung derselben ist jedoch im allgemeinen praktisch schwer ausführbar, so dass man sich mit einer beiläufigen Bestimmung des durchschnittlichen Wagengewichtes begnügen musste.

In Frankreich hat man seit dem Jahre 1844 auf den Routes nationales in regelmässigen Zwischenräumen von 5—8, öfters 6 Jahren Verkehrszählungen vorgenommen. Eine Hauptzählung erfolgte 1882. Ein hierauf bezüglicher Auszug aus dem Sitzungsprotokolle vom 8. Juli 1881 der „Commission des routes nationales“ findet sich in den Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1881, 2, p. 1324 und die Anweisung zu dieser Zählung ebenda S. 1471 [3]). Demnach sollte die Zählung während des ganzen Jahres mit Zwischenräumen von 12 Tagen auf sämtlichen, vorher bestimmten Beobachtungsplätzen vorgenommen werden, und zwar in der Zeit: 1 Stunde vor Sonnenaufgang bis 1 Stunde nach Sonnenuntergang. Wenigstens 4 mal im Jahre sollten an jeder Zählstelle auch Nachtbeobachtungen gemacht werden. Das Ergebnis an einer Beobachtungsstelle war für die ganze, dieser zugehörigen Strassenstrecke anzunehmen. Man unterschied drei verschiedene Arten von Fahrzeugen und dazu zweierlei Tiere, nämlich:

1. Beladenes Fracht- und Landfuhrwerk,
2. Besetztes oder leeres öffentliches Reisefuhrwerk,
3. Leeres Fracht- und Landfuhrwerk, sowie Privat-Reisewagen,
4. Einzelne, nicht angespannte Pferde, Ochsen, Maultiere etc.,
5. Kleinvieh,

1) M. Barabant, Ingénieur en chef d. p. et ch., Note sur l'emploi du sel pour le déblaiement de la neige, Ann. d. p. et ch., Mém. 1886, 2. Sem., p. 273—284.

2) Siehe auch Whinery, The Endurance or Life of Pavements, Engineering News 1903, II, p. 369; eine Wiedergabe hievon findet sich in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1903, S. 550.

3) Weitere ministerielle Erlasse bezüglich dieser Zählung siehe in Ann. d. p. et ch., Lois etc. 1881, 2. Sem., p. 1323, 1470; sodann ebenda, 1883, 1. Sem., p. 529, 646.

und brachte jedes Zugtier eines Fahrzeugs der 1. und 2. Art mit 1 in Ansatz, dagegen jedes Zugtier eines Fahrzeugs der 3. Art mit $^1/_2$, während 1 nicht eingeschirrtes Pferd oder 1 Stück Grossvieh gleich $^1/_5$ und 1 Stück Kleinvieh gleich $^1/_{30}$ eines Zugtieres der 1. oder 2. Art geschätzt wurde [1]).

Im „Bulletin du Ministère des travaux publics" 1884 [2]) wird ferner mitgeteilt, dass bei der Zählung vom Jahre 1882 4344 Zählstellen ausgewählt und damit die nationalen Strassen in Strecken von etwa 8,6 km Länge geteilt worden waren, dass tatsächlich 7 mal auch der Nachtverkehr erhoben wurde, welcher zu $^1/_6$ des Gesamtverkehrs angenommen werden könne. Weiter ist aus dem angezogenen Bulletin zu entnehmen, dass nach vorgenommenen Gewichtsermittelungen auf jedes, an einem Fuhrwerk der 1. und 2. Art angespannte Zugtier ein Bruttogewicht von 980 kg und eine Nutzlast von 490 kg traf. Dem festgestellten durchschnittlichen, 24 stündigen Tagesverkehr von 220 Verkehrseinheiten würden hiernach 220 980 kg, oder rund 215 t, und ein Jahresverkehr von 78 500 t, foglich für die 37000 km Nationalstrassen ein Verkehrs-Angriff von rund 3000 Mill. Kilometer-Tonnen entsprechen.

Die nächste Zählung fand im Jahre 1888 statt [3]). Die Anweisung dazu findet sich in den Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1887, p. 667—676; dieselbe stimmt im grossen und ganzen mit jener für die Zählung des Jahres 1882 überein.

Weitere Zählungen fanden statt im Jahre 1894 [4]), sodann im Jahre 1903 [5]). Die Anweisung zu letzterer ist in den Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1903, p. 70 veröffentlicht. Demnach wurden die Zählungen am Samstag 3. Januar begonnen und während des ganzen Jahres in Zwischenräumen von 13 Tagen durchgeführt. Sie begannen in der Zeit vom 1. April bis 30. September täglich um 5 Uhr morgens, in den übrigen Monaten um 6 Uhr und dauerten bis 9 Uhr Abends.

Von besonderem Interesse sind die in diesem Jahre festgehaltenen Arten von Verkehrsgegenständen. Wie früher unterschied man zunächst dreierlei Fuhrwerke, nämlich

1. Beladenes Fracht- und landwirtschaftliches Fuhrwerk,
2. Öffentliches Reisefuhrwerk, beladen oder leer,
3. Privatfuhrwerk und leeres Fuhrwerk jeder Art, ausgenommen das unter 2 aufgeführte.

Sodann wurden die nicht angespannten Tiere in

1. Grossvieh (Pferde, Ochsen, Maultiere und Esel) und
2. Kleinvieh (Kälber, Schafe, Schweine, Ziegen) geteilt und bei dem Grossvieh darauf geachtet, ob dasselbe Reiter oder Lasten trug.

Daneben aber wurden besonders gezählt die Selbstfahrer mit elastischen Radreifen, und zwar

a) die Fahrräder, bei denen der Reisende in einem Sattel sitzt,
b) numerierte Fahrzeuge gemäss dem Erlass vom 10. September 1901
c) nicht numerierte Fahrzeuge.

Endlich Fahrräder, die mit den Füssen bewegt werden. Fussgänger wurden nicht gezählt, und die auf Schienen laufenden Fahrzeuge wurden einer besonderen Zählung unterworfen, und dafür auch besondere Anweisungen aufgestellt.

---

1) Siehe deshalb insbesondere Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1883, 1. Sem., pag. 529 u. 646.
2) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, S. 23.
3) Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1887, pag. 377, 666, 677, 861; sodann ebenda 1888, pag. 465, 740, 845.
4) Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1893, pag. 539.
5) Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1902, pag. 493, 498 und ebenda 1903, pag. 69, 86, 88.

In Baden[1]) hatte man schon 1850 begonnen, Aufzeichnungen über den Verkehr durch die Strassenwärter bewirken zu lassen; am 4. Juli 1853 wurde eine darauf bezügliche Instruktion erlassen. Danach wurden die Zugtiere, die dem durchgehenden Verkehre dienen, aufgezeichnet, und zwar während vier Monaten des Jahres, die so gewählt waren, dass der mittlere Verkehr, den die Beobachtung in dieser Zeit ergibt, dem mittleren Jahresverkehr annähernd entspricht. Bezüglich des Verkehrs an Sonn- und Feiertagen und zur Nachtzeit wurde ein gewisser Zuschlag gegeben. Der Verkehr eines Kalenderjahres wurde durch die Zahl der Zugtiere ausgedrückt, die durchschnittlich an einem Tage die Strasse nach beiden Richtungen passierten. Seit 1880 werden die Verkehrsbeobachtungen nur noch alle vier Jahre vorgenommen. Auf Grund derselben werden die bestehenden Strassen in sieben Klassen eingeteilt, je nachdem der tägliche Verkehr auf ihnen mehr als 1000, 500—1000, 250—500, 100—250, 50—100, 30—50 und weniger als 30 Zugtiere beträgt.

Von der ganzen Strassenlänge trafen auf die

	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII. Klasse
im Jahre 1824	0,7 %	1,2 %	6,8 %	27,0 %	30,2 %	19,3 %	14,8 %
„ „ 1877	1,0 „	2,0 „	37,0 %		28,0 „	21,0 „	11,0 „
„ „ 1882	0,5 „	1,5 „	8,0 %	29,0 %	27,0 „	21,0 „	13,0 „
„ „ 1887	0,88 „	1,75 „	37,0 %		33,0 „	14,27 „	13,10 „

„Bis zum Jahre 1880 hatte der Verkehr auf 3/4 der Landstrassen namhaft zugenommen, auf 1/4 aber, der neuerbauten Eisenbahnen wegen, sich vermindert, doch steht auch hier wieder eine Vermehrung bevor. In den Jahren 1855—1880 (also in 25 Jahren) hat sich der Gesamtverkehr durchschnittlich für den Tag und das Kilometer um 43 Zugtiere oder 45 % vermehrt, was einem Zuwachs von 1,8 % für ein Jahr entspricht. Im Jahre 1884 kamen bei einer Strassenlänge von 4000 km auf 1 Tag und km 118 Zugtiere. Die Steigerung betrug in den letzten 30 Jahren für Tag und km 52,6 %, der jährliche Zuwachs also 1,75 %". (Baer, 1890, S. 29).

Bemerkenswert ist auch folgende Äusserung:

„Die mit den Eisenbahnen parallel ziehenden Strassen und auch die Gemeindewege zeigen mit jedem Jahre eine Verkehrszunahme, weil die aus den Seitenorten auf die Eisenbahn oder von dieser nach ihrem Bestimmungsorte gehenden Güterfuhren nicht mehr wie früher mit der nächsten Eisenbahngüterstation in Verbindung treten, sondern sich zum Transport soweit der Strassen bedienen, als ihnen die Möglichkeit geboten ist, das Strassenfuhrwerk für einen Tag vollständig auszunützen. Der Verkehr auf der Strasse von Frankfurt nach Basel hatte z. B. schon nach 25 Jahren seit Eröffnung der Eisenbahn gegen 1855 eine Zunahme von 71 %. Die Murgthalstrasse von Rastatt nach Freudenstadt hat infolge der Eisenbahn von Rastatt nach Gernsbach und der in Baden und Württemberg verbesserten Landstrassen 130 % Verkehrszuwachs erhalten und der Verkehr auf dem Schwarzwald hat sich verdoppelt; im Renchthale ist er 4—5mal so gross als 1855."

In Württemberg[2]) wurden die ersten Verkehrsaufzeichnungen nach Erbauung der Haupteisenbahnen in den Jahren 1855—1857 angeordnet, um Anhaltspunkte zu gewinnen für die Ausscheidung der Eisenbahn-Parallelstrassen aus dem Staatsstrassenverband. Eine allgemeine Verkehrsaufzeichnung fand zum erstenmale 1858 statt, weitere Aufnahmen folgten 1860, 1863 und 1875, alle zu dem Zweck, um Aufschlüsse über die Bedeutung der einzelnen Strassenzüge, bezw. über die Abnahme des Verkehrs auf ihnen infolge Eröffnung des Eisen-

---

[1]) Baer, Die Wasser- und Strassenbau-Verwaltung im Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1870.

Statistische Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der Landstrassen im Grossherzogtum Baden 1882, Karlsruhe, 1882.

Baer, Das Strassenbauwesen im Grossherzogtum Baden, Karlsruhe 1890.

[2]) Verwaltungsbericht der k. Ministerial-Abteilung für den Strassen- und Wasserbau f. d. Rechnungsjahre vom 1. Februar 1887/88 und 1888/89, I. Abt., Stuttgart 1891, S. 14.

bahnbetriebes zu gewinnen. Auch hierbei wurde der Verkehr durch die Anzahl der angespannten Zugtiere gemessen, ohne Rücksicht auf die Belastung und Bewegungsrichtung der Fuhrwerke.

Seit Ende 1883 werden in regelmässigen zweijährigen Perioden Verkehrsaufnahmen gemacht. Bei der ersten dieser Aufnahmen in der Zeit vom 1. Dezember 1883 bis 30. November 1884 wurden laut Instruktion vom 10. November 1883 (Amtsblatt d. Minist. d. Innern S. 315) die früher aufgestellten Grundsätze in der Hauptsache beibehalten, dagegen der bisher nicht berücksichtigte örtliche Verkehr in die Beobachtung einbezogen, wenn auch bei der bildlichen Darstellung des Jahresdurchschnittes nur der durchgehende Verkehr zum Eintrag in die Staatsstrassenkarte gelangte. Für die zweite Aufnahme, welche den Zeitraum vom 1. Januar bis 31. Dezember 1886 umfasste, und die dritte in das Jahr 1888 fallende Aufnahme, wurde entsprechend einer neuen Instruktion eine Vereinfachung durch Ausscheidung der Statistik über die Bespannung der Fuhrwerke getroffen.

Vergleicht man die seit 1858 für das ganze Land gefundenen Jahresdurchschnitte des auf 1 km Staatsstrasse in 1 Tage treffenden Verkehrs, so findet man, dass von 1858—1875 eine sehr starke Abnahme desselben stattgefunden hat, dass er von 1875—1884 eine mässige Zunahme erfahren, zwischen 1884 und 1888 aber annähernd gleich gross geblieben ist.

Die 3 letzten Zählungen lieferten unter anderem insbesondere folgende Jahres-Durchschnitte für 1 km Strasse:

Im ganzen Königreiche.

	Durchgehender Verkehr.			Örtlicher Verkehr.		
	Grösste	mittlere	kleinste	Grösste	mittlere	kleinste
	tägliche Anzahl von Zugtieren.			tägliche Anzahl von Zugtieren.		
1884	2966	144	10	576	83	0
1886	3248	141	13	528	69	0
1888	4254	146	13	564	72	0

Der grösste durchgehende Verkehr war in der Nähe der bedeutendsten Handels- und Fabrikstädte, die hier angegebenen Zahlen im Bezirke der Strassenbauinspektion Stuttgart. Der grösste örtliche Verkehr des ganzen Landes fand sich im Bezirke der Inspektion Cannstatt.

Die Verteilung des Verkehrs nach Verkehrsklassen ist aus der folgenden Übersicht zu erkennen:

Tägl. Verkehr in Zugtieren	Verkehrsklasse	Strassenlänge in Prozenten der Gesamtlänge					
		1884		1886		1888	
		Durchg. Verkehr	Örtlicher Verkehr	Durchg. Verkehr	Örtlicher Verkehr	Durchg. Verkehr	Örtlicher Verkehr
mehr als 1000	I	0,2	0,0	0,25	0,0	0,4	0,0
500—1000	II	1,2	0,2	1,8	0,15	1,3	0,0
250—500	III	9,9	2,3	8,7	0,85	9,8	1,8
100—250	IV	43,2	26,1	45,8	19,9	45,4	19,1
50—100	V	36,8	36,2	35,5	36,1	33,7	34,1
30—50	VI	7,6	17,9	7,04	22,3	7,7	23,0
weniger als 30	VII	1,1	17,3	0,91	20,7	7,1	22,0

Die vierte allgemeine Verkehrsaufnahme [1]) fand in der Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1892 statt, ganz wie in den Jahren 1886 und 1888.

Als Jahresdurchschnitt für das ganze Land ergab sich auf 1 km Staatsstrasse für den Tag

ein durchgehender Verkehr von 148 Zugtieren
ein örtlicher „ „ 76 „
sonach ein Gesamtverkehr von 224 Zugtieren.

Aus der Zusammenstellung der Monatsdurchschnitte ging hervor, dass der durchgehende Verkehr

den höchsten Stand im Monat Mai mit 180 Zugtieren
„ niedrigsten „ „ „ Februar „ 122 „

und der örtliche Verkehr

den höchsten Stand im Monat September mit 107 Zugtieren
„ niedrigsten „ „ „ Februar „ 34 „

hatte.

Die Verteilung des Verkehrs nach Verkehrsklassen stellte sich folgendermassen:

Täglicher Verkehr in Zugtieren	Verkehrsklasse	Strassenlänge in Prozenten der Gesamtlänge			
		Durchgehender Verkehr		Örtlicher Verkehr	
		einzeln	zusammen	einzeln	zusammen
mehr als 1000	I	0,6	10,5	—	1,4
500—1000	II	1,2		—	
250—500	III	8,7		1,4	
100—250	IV	45,6	81,9	23,3	60,9
50—100	V	36,3		37,6	
30—50	VI	5,9	7,6	20,6	37,7
weniger als 30	VII	1,7		17,1	

Es ergab sich hieraus, dass die meisten Staatsstrassen in die Verkehrsklassen IV und V fielen.

Weiter zeigte sich, dass von 1858/75 eine sehr starke Abnahme des Verkehrs stattgefunden hatte, von 1875/84 trat eine mässige Zunahme ein und es blieb der Verkehr von 1884/92 annähernd gleich gross.

In das Jahr 1899 fällt die fünfte der vom Ministerium des Innern im Jahr 1885 angeordneten regelmässigen Aufnahmen des Verkehrs [2]). Aus den Ergebnissen derselben sei nur erwähnt, dass seit der Periode 1884/92 für das Jahr 1899 wieder eine kleine Zunahme des Verkehrs zu verzeichnen war.

Bezüglich des Einflusses der seit 1892 eröffneten Eisenbahnen auf den Verkehr der gleichlaufenden Staatsstrassen ergab sich, dass nach Eröffnung des Bahnbetriebes bei 5 Strassenzügen eine Abnahme des durchgehenden Verkehrs auf den einzelnen Strassenstrecken um 8—61 %, durchschnittlich um 13—51 %, bei einem Strassenzug aber eine Zunahme von 46 % eingetreten war, während bei 3 weiteren Strassen der Verkehr teils um 1,5—25 % zu-, teils um 13—41 % abgenommen hatte; bei 2 von diesen 3 Strassen ergab sich im ganzen eine Zunahme des durchschnittlichen Verkehrs um 8 und 15 %, bei der dritten eine Abnahme um 2 %.

[1]) Verwaltungs-Bericht der K. Ministerialabteilung für den Strassen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre vom 1. Februar 1891/92 und 1892/93, I. Abt., Stuttgart 1894, S. 8.
[2]) Ebenda, Rechnungsjahre 1899 und 1900, I. Abt., Stuttgart 1903, S. 8.

Auch in anderen deutschen Gebieten sind öfters Verkehrszählungen vorgenommen worden; ein umfangreiches Zahlenmaterial liegt **insbesondere** in **Bayern** vor, ist aber nicht veröffentlicht worden [1]).

Über Zählungen in **Hannover** berichtet **Nessenius** [2]).

An dieser Stelle sei auch auf die Zählungen hingewiesen, die auf dem neuen Strassennetze in Bosnien ausgeführt werden [3]). Die hierbei angezogene Schrift von **Ballif** enthält ausserdem viel Interessantes über die geschichtliche Entwickelung der Verkehrsverhältnisse in den neuen österreichischen Provinzen und über die geschickte Art und Weise, wie Bau und Unterhaltung der dortigen Strassen den besonderen Verhältnissen des Landes angepasst worden sind.

Verkehr in den Grossstädten.

Viel stärker wie auf Landstrassen ist der Verkehr in den grossen Städten, doch sind gerade hierüber, wie schon bemerkt, die Aufzeichnungen nur sehr spärlich vorhanden.

Welche ausserordentliche Steigerung der Strassenverkehr in Berlin im Laufe der Zeit erfahren, kann aus der folgenden, den Personenverkehr betreffenden Tabelle ersehen werden [4]).

Tabelle 78.

Anzahl der von den verschiedenen Transport-Gesellschaften beförderten Personen.

Jahr	Art des Beförderungsmittels						
	Omnibus-Aktien-Gesellschaft	Charlottenburger Pferdebahn	Grosse Berliner Pferdebahn	Neue Berliner Pferdebahn	Andere konzess. Transportgesellschaften	Stadtbahn	Neue Berl. Omn.-Pack.-fahrt-Akt.-Gesellschaft
1877	13 192 875	3 231 165	25 075 315	418 995	322 580	—	—
1878	13 211 529	3 374 747	28 200 000	970 183	472 022	—	—
1879	11 640 686	3 457 481	34 600 000	2 124 388	436 287	—	—
1880	10 408 695	3 794 100	45 620 000	2 322 963	372 696	—	—
1881	9 690 121	3 962 055	52 050 000	3 285 361	270 653	—	—
1882	13 381 060	3 803 138	57 300 000	4 139 284	315 500	9 347 850	—
1883	14 901 937	3 671 961	62 400 000	5 120 000	291 868	14 366 072	—
1884	15 580 189	3 913 532	70 800 000	5 329 175	290 083	15 250 453	—
1885	15 853 222	3 788 875	77 156 455	6 154 950	319 024	14 340 803	—
1886	15 772 052	4 255 106	85 500 000	6 949 680	503 344	17 457 418	2 367 564
1887	15 434 554	4 279 715	94 300 000	8 540 000	1 088 182	19 591 682	5 395 218
1888	15 860 249	4 649 010	102 150 000	10 210 000	1 194 619	22 780 355	6 432 987
1889	17 319 814	4 905 620	114 400 000	13 245 000	1 143 368	25 476 613	6 782 021
1890	19 193 192	5 631 271	121 250 000	14 076 000	1 699 331	33 191 549	6 911 600
1891	20 872 701	6 019 063	124 800 000	14 101 500	—	—	6 966 60[illegible]

1) Eine Anweisung über das Verfahren bei Verkehrszählungen gibt die Ministerial-Entschliessung vom 22. Februar 1875, Nr. 1803, Amtsblatt des k. St.-M. des Innern 1875, S. 89—95. Neuere Bestimmungen, insbesondere für das Jahr 1879 finden sich in der Ministerial-Entschliessung vom 8. November 1878, Nr. 13887, welche nicht im Amtsblatte veröffentlicht, sondern den Behörden unmittelbar mitgeteilt worden ist.

2) Nessenius, Der Verkehr auf den Staats-Chausseen und Landstrassen der Provinz Hannover, Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurw., Wochenausgabe 1896, S. 101.

3) Ph. Ballif, Oberbaurat, Vorstand des Strassenbau-Departements bei der Landesregierung für Bosnien und die Hercegovina, Das Strassenwesen in Bosnien und der Hercegovina, Wien 1903, Sonderabdruck aus der Allgemeinen Bauzeitung 1903.

4) Dieselbe ist dem auf Magistratsberichte und statistische Jahrbücher der Stadt Berlin gegründeten Artikel: Pinkenburg, Die Strassen Berlins mit besonderer Berücksichtigung der Verkehrsverhältnisse, Deutsche Bauzeitung 1892, S. 337 entnommen.

Hierbei ist die sehr bedeutende Steigerung des Verkehrs auf den Gleisen der Pferdebahnen höchst beachtenswert[1]).

Über andere Erhebungen des Verkehrs sei noch folgendes bemerkt:

Auf den Ende der siebziger Jahre in Berlin[2]) vorhandenen 580 Strassen von über 300 km Länge wurde die Zahl der durchschnittlich in 1 Stunde verkehrenden Fuhrwerke wie folgt angegeben:

Unter den Linden und Friedrichstrassenecke	831	Fuhrwerke.
Königs- und Spandauer-Strassenecke	739	„
Leipziger und Jerusalemer-Strassenecke	685	„
Mühlendamm	562	„
Königsstrasse (Kurfürstenbrücke)	466	„
Unter den Linden (Brandenburger Thor)	431	„

Kemmann[3]) zieht zum Vergleiche mit Londoner Verhältnissen folgende Angaben aus Berlin an, welche im Jahre 1891 während 16 Stunden (von 6 Uhr früh bis 10 Uhr abends) ermittelt worden waren:

Ort der Zählung	Umfang des Verkehrs	
	Fuhrwerke	Fussgänger
Ecke Friedrichstrasse und Unter den Linden	13479	120016
Königsstrasse unter der Stadtbahn	10016	100807
Belle Alliance-Brücke	8823	91530
Potsdamer Platz	17368	87266
Ecke Königs- und Spandauerstrasse	9984	84975
Ecke Chausee- und Invalidenstrasse	13449	82955

Über den Umfang des Londoner Strassenverkehrs geben nach Kemmann die folgenden, zwischen 8 Uhr vor- und 8 Uhr nachmittags auf dem in der City gelegenen Teil des Strassenzugs Cheapside-Newgatestreet-Holborn erzielten Zählungsergebnisse des Jahres 1890 einen Begriff. Dabei ist zu beachten, dass sich der Verkehr in London auf einen kürzeren Tageszeitraum als z. B. in Berlin zusammendrängt und ausserdem noch zu bestimmten Stunden ausserordentlich anschwillt.

Ort der Zählung	Tag der Zählung	Zahl der	
		Fuhrwerke	Fussgänger
Cheapside	11. Februar 1890	11558	72645
Desgl. bei Mercers-Hall	1. April „	11877	87274
„ „ Saddlershall	2. April „	13590	101940
„ „ Fosters-Lane	13. Februar „	13316	96228
Newgatestreet	1. April „	11556	47070
Desgl. bei Roman Bathstreet	12. Februar „	10532	44314
Holborn Bars	11. Februar „	14301	59455

Am 21. Februar 1889 betrug in 24 Stunden die Zahl der Wagen in Cheapside 13772 und beim Mansion House 23332.

Im Jahre 1891 am 27. April und 4. Mai wurden von je 800 Zählbeamten mit einem Kostenaufwande von 24000 ℳ abermals Zählungen vorgenommen, wodurch unter anderem folgendes festgestellt wurde: Die Zahl der

[1]) Siehe auch: Pinkenburg, Berliner Verkehrsverhältnisse, Deutsche Bauzeitung 1898, S. 391, 406, 424, 437.

[2]) Berlin und seine Bauten. Herausgegeben vom Architektenverein zu Berlin 1877, 2. Teil, S. 7.

[3]) Kemmann, Der Verkehr Londons, Berlin 1892.

Tabelle 79.

Durchschnittliche Anzahl der Fahrzeuge innerhalb 16 Stunden. November 1878.

Strasse	Der Fahrzeuge			Unter den Fahrzeugen befanden sich			Durchschnittliche Breite der Strassen	Gewicht für 1 Fuss Strassen-Breite	Art der Pflasterung
	Gesamtzahl	Gesamt-Gewicht	Durchschnittl. Einzelgewicht	Omnibusse Durchschnitts-Gewicht {leer 25 Ztr. voll 55 Ztr.	Cabs Durchschnitts-Gewicht {leer 8 Ztr. voll 12 Ztr	Lastwagen über 3 Tons			
		Tons	Tons				Fuss	Tons	
Euston Road	12132	10658	0,878	910	6572	1040	44	242,2	Granit, 1863
Edgware Road	8212	8376	1,020	840	3196	928	43	194,8	„ 1876
Oxford Street	16886	17076	1,011	2080	8044	792	57	299,5	Holz, 1875
Regent Street	10796	9668	0,900	952	5968	280	52	186,0	Schotter
Piccadilly	10776	9358	0,868	3448	6084	728	37	252,9	„
Parliament Street . . .	14306	14380	1,005	3160	6385	434	45	321,7	„
Victoria Street	6040	5780	0,957	1240	2876	504	40	144,5	„
Strand and Fleet Street .	16208	13596	0,839	2170	9636	728	37	367,5	Holz, 1877
Gracechurch Street . .	12148	13507	1,112	910	2428	2180	32	422,1	Asphalt
Leadenhall Street . . .	6128	7588	1,075	952	1336	1260	30	253,0	Holz, 1877
Minories	5246	7542	1,438	—	554	1912	33	228,5	„ „
Whitechapel Road . . .	6348	7768	1,224	600	588	1180	55	133,9	„ „

an 8 verschiedenen Punkten zu Fuss oder mit Wagen innerhalb 24 Stunden in die City gelangenden Personen betrug 1121 708 (gegen 797563 im Jahre 1881.) Während derselben Zeit fuhren 92488 Wagen zur City (gegen 71893 im Jahre 1881.) Die gleichzeitig an 3 Bahnstationen vorgenommenen Zählungen ergaben, dass durch die Liverpoolstreet-Station 52413, durch den Broadstreet-Bahnhof 43042 und auf der Metropolitan-Bahn in Bishopsgate 13180 Personen zur City kamen, während sich die betreffenden Zahlen vor 10 Jahren nur auf 33890, 30444 und 9325 stellten.

Diese Zahlen lassen Schlüsse auf den städtischen Verkehrsdurchschnitt zu. Der stärkste Tagesverkehr ist aber ein viel höherer, nämlich zu der Zeit vor Beginn und nach Schluss der Geschäftsstunden. In den Hauptverkehrsstrassen findet eine besonders starke Verkehrsanhäufung auch gegen 11 Uhr vormittags statt.

Der Verkehr auf den Brücken wurde durch Zählung an einem bestimmten Tage des Jahres 1882 wie folgt ermittelt:

Brücke	Personen
Londonbrücke	110525
Blackfriarsbrücke	79128
Westminsterbrücke	44460
Waterloobrücke	32815

wozu sich noch eine sehr bedeutende Zahl Personen- und Lastfuhrwerke gesellt. Bei der Londonbrücke seien allein täglich 20000 Fuhrwerke zu rechnen.

Als die verkehrsreichsten Strassen werden die New und Old Broadstreet bezeichnet, durch welche ausser den vielen Droschken und Lastfuhrwerken täglich noch etwa 5000 Omnibusse von und nach den Bahnhöfen an der Liverpoolstreet und Broadstreet verkehren.

Die Tabellen 79 u. 80 beziehen sich ebenfalls auf Londoner Verhältnisse, wobei der Verkehr auf die Einheit der Fahrbahnbreite ausgeschlagen ist[1]).

Tabelle 80.

Verkehr innerhalb 12 Monaten.

Strasse	Breite Yards	Gewicht für 1 Yard Tons	Zahl der Räder Millions	Gewicht für 1 Rad Tons
Oxford Street . . .	19	288 000	18	0,30
Piccadilly	$12^1/_3$	243 200	$11^1/_2$	0,26
Strand	$12^1/_3$	352 640	17	0,25
Parliament Street . .	15	316 880	15	0,30
Gracechurch Street . .	$10^2/_3$	405 120	$11^1/_2$	0,37
Minories	11	219 520	$5^3/_4$	0,41

Für Paris[2]) wurde im Jahre 1877 in einem Berichte an den Conseil municipal de Paris der tägliche Verkehr auf

Boulevard de Sébastopol	zu	11602	Fuhrwerken
Avenue des Champs-Elysées	„	11734	„
Rue de Rivoli	„	13898	„
Rue Royale	„	16177	„
Boulevard des Capucines	„	19043	„

angegeben.

[1]) Wood as a Paving Material under Heavy Traffic, by O. H. Howarth, Ass. M. Inst. C. E., Minutes of Proceedings of the Inst. of Civ. Eng., Vol. LVIII, London 1879, p. 31, 48.

[2]) Annales d. p. et ch., Mém. 1877, 2. Sem., pag. 291.

Später hat man sich gerade in Paris sehr eingehend mit den dortigen Verkehrsverhältnissen befasst und Zählungen nicht nur der Fahrzeuge, sondern auch der von ihnen beförderten Lasten vorgenommen. Interessante Mitteilungen hierüber sind in einem Vortrage des Wege-Inspektors Meyer zu Kopenhagen enthalten, welchen derselbe am 14. November 1889 im technischen Vereine dortselbst gehalten hat[1]).

Bemerkenswert ist die verschiedene Art des Verkehrs in verschiedenen Stadtteilen, wovon mehrere Zählungen aus dem Jahre 1881 ein deutliches Bild geben. Nach einer solchen vom 3. Oktober im Osten der Stadt am Boulevard Richard-Lenoir, wo der Warenverkehr weit überwiegt, begann derselbe schon früh 6 Uhr und stieg bis Mittag, in der Frühstückszeit zwischen 12 und 2 Uhr nahm er ab, stieg alsdann wieder bis 4 Uhr, um sich von da an schnell zu vermindern und bis 10 Uhr abends nahezu aufzuhören. Der grösste stündliche Verkehr an diesem Tage betrug nach der zeichnerischen Darstellung etwa 560 Fahrzeuge.

Eine Zählung vom 7. Mai am Boulevard des Italiens mit gemischtem Verkehr gab folgendes Bild. Der eigentliche Verkehr begann erst zwischen 9 und 10 Uhr vormittags, wuchs bis 12 Uhr, nahm zwischen 12 und 2 Uhr wieder ab, stieg dann plötzlich und erreichte seine Höhe zwischen 4 und 6 Uhr mit etwa 1675 Fahrzeugen in der Stunde. Hierauf erhielt sich der Verkehr mit 1500 bis 1600 Fahrzeugen ziemlich konstant bis gegen Mitternacht, auch bis 2 Uhr erschienen noch etwa 500 Wagen in der Stunde, dann aber nahm er ab und hörte zwischen 4 und 6 Uhr morgens ganz auf.

Wieder anders gestalteten sich nach der Zählung vom 22. September die Verhältnisse in der Avenue du Bois de Boulogne bei den fast allein auftretenden leichten Fahrzeugen. Bis 2 Uhr nachmittags war dieselbe fast leer, zwischen 2 und 4 Uhr stieg der Verkehr auf stündlich 1300—1400 Fahrzeuge an und erreichte seinen Grösstwert mit 3000 Fahrzeugen in der Stunde zwischen 4 und 6 Uhr. Ebenso rasch nahm er gleich hernach wieder ab und nach 8 Uhr abends war er wieder ganz unbedeutend. Der angegebene Grösstwert von 3000 Wagen in der Stunde wird übrigens bei besonderen Gelegenheiten weit übertroffen, indem er am Tage des Wettrennens zwischen 4 und 8 Uhr nachmittags 6292 Fahrzeuge in der Stunde erreichte.

Eine vergleichende Darstellung des in Berlin, Wien, Paris und London vorhandenen Fuhrwerksverkehrs ist in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1900, S. 202 zu finden.

Über den Verkehr einiger Strassen zu Frankfurt a. M. sind folgende Zahlen bekannt geworden[2]):

Zeil und Rossmarkt ungefähr 6000, Kaiserstrasse 4800, Grosse Bockenheimer Strasse 3400, Ober- und Untermainbrücke 2500, Sandweg 2150, Langestrasse und Darmstädter Landstrasse 1900, Grüneburgweg 1600 Fuhrwerke im Tage.

Von Interesse ist auch eine Abhandlung von dem amerikanischen Ingenieur Whinery: Censuses of Street Travel in Engineering News 1902, II, p. 370; eine Wiedergabe bringt die Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1903, S. 566.

Nach allem, was bisher über Verkehrs-Erhebungen gesagt worden ist, lassen dieselben manches zu wünschen übrig, gleiches gilt für die Kenntnis des

[1]) Mitteilung Dehnhardt's in der Deutschen Bauzeitung 1890, S. 383, 398, 401.

[2]) Dehnhardt, Die Strassenverhältnisse zu Frankfurt a. M., Zeitschrift f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 485.

zwischen Verkehrsdichtigkeit und Abnützungsgrösse eines und desselben Materials bestehenden Zusammenhangs. In Frankreich hat man gefunden, dass die Abnützung der Chausseen rascher als der Verkehr wachse. Auch Gravenhorst[1]) hat bei der Bearbeitung des Ergebnisses der Verkehrszählung auf den Provinzialstrassen der Landesbauinspektion Stade vom Jahre 1884 und dem Vergleiche des Verkehrs mit dem Steinschlagverbrauche nachgewiesen, dass der Steinverbrauch weder zur Zahl der Zugtiere (oder Wagen) noch zur Menge der beförderten Gewichte in einfachem Verhältnisse stehe. Gravenhorst hat dann, nachdem er berechnet, dass 80—90 % des Verschleisses durch den Raddruck durch Zerdrücken des Steinschlags herbeigeführt werde, den Raddruck bei der Berechnung des Steinschlagbedarfs in Rechnung gezogen. Zurzeit wird aber gewöhnlich immer noch angenommen, insbesondere bei den Schotterstrassen, dass die Abnützung unter sonst gleichen Umständen im geraden Verhältnis mit dem Verkehre wachse[2]).

Die weitgehende Bedeutung der Bauart der Fahrzeuge und ihrer Achsenbelastung ist im Abschnitte „Fuhrwerkskunde" dargelegt worden, und was die übrigen, die Abnützung der Strassen beeinflussenden Umstände betrifft, so war von der Güte des Bau- und Unterhaltungsmaterials, sowie der Bauweise schon unter „Oberbau der Strassen" die Rede, während die Art der Unterhaltung im folgenden noch zur Besprechung kommen wird. Ebenso ist der Einfluss der Lage der Strasse auf gutem Untergrunde und gegen Sonne und Wind, desgleichen jener des Breitenmasses der Fahrbahn unter „Entwurf der Strassen" erörtert worden. Nur bezüglich des Aufrisses wäre noch an das schärfere Eingreifen der Pferde auf geneigten Strecken und an die ungünstige Wirkung gebremster Räder, wie auch an die Schädigung der Strasse durch abfliessendes Wasser zu erinnern, wegen der klimatischen Einflüsse aber wäre ausdrücklich hervorzuheben, dass der Einfluss der Verwitterung der mechanischen Abnützung gegenüber bei Strassen mit starkem und mittlerem Verkehre in den Hintergrund tritt und deshalb bei solchen ausser acht gelassen werden kann, während er allerdings bei sehr schwach befahrenen Strassen in höherem Masse zur Geltung gelangt.

2. Unterhaltung der Schotterstrassen.

Besonders wichtig sind die hier in Rede stehenden Unterhaltungsarbeiten für die Schotterstrassen, weil sich diese bei ungeeigneter Behandlung schnell verschlechtern und rasch wachsende Wiederherstellungskosten bedingen.

In neuerer Zeit werden die Strassen unter Umständen durch die immer zahlreicher auftretenden Motor- oder Kraftwagen, auch Selbstfahrer genannt, stark in Anspruch genommen. Gravenhorst spricht sich hierüber unter anderem folgendermassen aus[3]).

---

[1]) Gravenhorst, Die Messung der Abnützung der Steinschlagbahnen und die Berechnung des Steinschlagbedarfs aus Zahl und Druck der Wagenräder, Zeitschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen 1897, S. 423.

[2]) In einem Rundschreiben des französischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 15. März 1877 heisst es in dieser Beziehung: Jusqu'à ce que la loi de la consommation en fonction de la fréquentation ait été trouvée, il est sage de s'en tenir, pour l'étude des projets du budget, à la règle de proportionnalité, qui restera toujours applicable aux routes de fréquentation moyenne, c'est-à-dire dans la presque totalité des cas. (Ann. d. p. et ch., Lois etc., 1879, p. 114). Siehe sodann: Note sur l'usure des chaussées d'empierrement, par M. Tarbé de Saint-Hardouin, Insp. gén. d. p. et ch. (Ann. d. p. et ch., Mém. 1877, 1. Sem., p. 226).

[3]) Gravenhorst, Kraftwagen und Steinstrassen, Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 528, abgedruckt in d. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1903, S. 569.

1. Leichte Kraftwagen mit Gummireifen, besonders für Personenbeförderung, schaden keiner Steinbahnart, im Gegenteil ist ihre Einführung für den Wegepflichtigen erwünscht; besonders die den Pflastersteinen verderbliche Wirkung des Hufbeschlags der Pferde fällt fort. Nur dürfte vorerst, bis der übrige Strassenverkehr sich an die neuen Fahrzeuge gewöhnt hat, keine allzu grosse Geschwindigkeit zugelassen werden.
2. Schwere Kraftwagen mit Eisenreifen ohne Anhängwagen schaden den Steinschlagbahnen durch ihren Raddruck erheblich. Eine Vergrösserung der Felgenbreite nützt auf festen Bahnen wenig, weil die Radreifen die Bahn selten voll berühren. Bei dem Betriebe mit solchen Wagen müsste die Steinschlagbahn in Grosspflaster oder bestes Kleinpflaster umgebaut werden. Besser noch wäre es, Strassengleise zu legen. Auf Steinschlagbahnen dürften Kraftwagen mit mehr als 1500 kg Raddruck nicht zugelassen werden. Guten Pflasterbahnen schaden die schweren mit Eisenreifen versehenen Kraftwagen weniger als gleich schwere von Pferden gezogene Wagen, von denen zweiachsige einen Raddruck von 1500 kg selten überschreiten. Dem Kleinpflaster aus minder festen Gesteinsarten kann ein Kraftwagen im Gesamtgewichte von 9 t durch Zerdrücken von Steinen schon nachteilig werden, besonders wenn die beiden Achsen ungleich belastet sind. Es empfiehlt sich deshalb, die Eigentümer von Kraftwagen zu verpflichten, den Raddruck glaubhaft nachzuweisen.
3. Schweren Kraftwagen mit Anhängwagen (gleisloser Schleppzugbetrieb) und elektrischem Betrieb auf gleisloser Strasse sind die Steinschlagbahnen nicht gewachsen. Sehr erhebliche Ausgaben stehen den Wegepflichtigen bevor, wenn diese Betriebsarten auf ihren Steinschlagbahnen zur Einführung gelangen. Nur gute Pflasterungen aus widerstandsfähigen Gesteinsarten werden solche Benützung mehr oder weniger lang ertragen. Es erscheint aber auch für diese nicht richtig, die fraglichen Betriebe auf Landstrassen zuzulassen.

Gravenhorst führt dann aus, dass, wenn man auf Landstrassen Pflasterungen herstellen wollte, die dem gleislosen schweren Betriebe genügen könnten, dies teuerer wäre als die Anlage von Kleinbahnen.

4. Für die Allgemeinheit erscheint es gewiss wünschenswert, die Benützung der Kraftwagen zu fördern, und die Strassenbauverwaltungen werden zum eigenen Nutzen sich nicht ablehnend verhalten wollen, solange die Eigner der Kraftwagen nicht zu weitgehende Ansprüche stellen. Ein beiderseitiges Entgegenkommen ist nötig und führt zur Verbesserung der Verkehrsmittel. Die Wegeverwaltungen würden wohl kein unbilliges Verlangen stellen, wenn sie fordern, dass die Betriebsunternehmer einen bestimmten Strassenteil für ihre Zwecke herrichten und unterhalten, oder aber eine Abgabe für die vermehrte Abnützung der Strassen bezahlen. Wenn es nicht gelingt, die Höhe einer solchen Abgabe zu vereinbaren, so dürften Schleppzug- und andere gleislose Betriebe auf Steinstrassen nicht zuzulassen sein. Bauen die Unternehmer aber Gleise, die auch dem übrigen Verkehr zur Verfügung stehen, so erscheint es billig, solche Anlagen durch die Wegeverwaltungen zu unterstützen.

a) Beseitigung von Schlaglöchern, Radspuren und seichten Mulden.

Wie bei jeder Strasse, so machen sich auch hier neben einer verhältnismässig regelmässigen Abnützung verschiedene Formen unregelmässiger Abnützung geltend; es entstehen vereinzelte Vertiefungen, sogenannte Schlaglöcher und muldenartige Vertiefungen, sodann langgestreckte Radspuren (ornières), die alle Veranlassung zur Ansammlung von Wasser und zu verstärkten Angriffen der Räder und Hufe geben. Radspuren treten am leichtesten auf noch nicht vollkommen gedichteten Bahnen, sowie bei schlechtem Wetter hervor, indem die Fahrzeuge stets den sich bildenden Furchen zu folgen suchen. Als Vorbeugungsmittel werden zuweilen Sperrzeichen verwendet, nämlich Steine oder Holzblöcke, die man unter Tags auf der Strasse verlegt, um die Fuhrwerke zu nötigen, bestimmte Wege einzuhalten; ein Verfahren, das jedoch umständlich ist und grosse Sorgfalt verlangt, wenn nicht Gefahr für den Verkehr entstehen soll. Im übrigen sind Schlaglöcher und Radspuren zu beseitigen, sobald sie hervorgetreten sind. Dies kann bei Strassen, die durch länger andauernden Regen oder infolge un-

genügender Entwässerung erweicht waren, zuweilen ohne Verwendung neuen Materials, lediglich durch Einebnung geschehen, wobei aber eine Reinigung des verdrückten Geschläges von Schlamm vorgenommen werden muss, sonst sind die betreffenden Stellen der Strassen vom Schlamm (und Staub) gründlich zu reinigen und mit passenden Werkzeugen aufzurauhen, damit eine Bindung mit der vorhandenen Decke leichter erfolgt, falls das Einbringen des Steingeschlägs ausnahmsweise bei trockenem Wetter geschehen muss. Hierauf wird der Schotter in dichter Lagerung aufgebracht und unter Umständen angestampft. Zugabe von Wasser ist bei Trockenheit jedenfalls sehr erwünscht, wenn auch leider nicht immer durchführbar. Die Hauptarbeit der Dichtung des aufgebrachten Schotters bleibt hierbei den Rädern der Fahrzeuge überlassen, ohne dass jedoch diese dabei allzu stark belästigt würden. Die Dichtung kommt am schnellsten zustande, wenn die Ausbesserungen sofort und zu einer Zeit erfolgen, da die Fahrbahn etwas erweicht ist, und wenn sich die auszubessernden Stellen unregelmässig über die Strassenoberfläche verteilen, so dass die Fuhrleute nicht veranlasst sind, denselben auszuweichen; es gilt dies insbesondere auch für das Ausfüllen der Radspuren, die immer nur in Zwischenräumen auf kürzere Strecken und abwechselnd links und rechts erfolgen sollte. Der Strassenwärter hat gerade hierauf sein Augenmerk zu richten, auch liegt ihm ob, die beim Verkehre zerstreuten Brocken, die unter dem Drucke der Räder die Strassendecke beschädigen oder selbst zermalmt werden, wieder einzudrücken oder abzulesen.

b) Wiederherstellung der ursprünglichen Fahrbahnstärke.

Indem man in solcher Weise lediglich die Erscheinungen der unregelmässigen Abnützung tunlich rasch beseitigt, lässt sich bei entsprechender Sorgfalt und Geschicklichkeit ohne übermässige Kosten eine Zeitlang eine zusammenhängende, glatte und genügend gewölbte Strassenoberfläche erhalten, die den äusseren Angriffen ausreichende Widerstandsfähigkeit entgegenzusetzen vermag, keine übergrossen Bewegungswiderstände verursacht und die Wasserabführung nach der Seite in entsprechender Weise ermöglicht. Nach und nach macht sich jedoch die sogenannte regelmässige Abnützung immer mehr geltend, es vermindert sich infolge besonders starker Beanspruchung der Fahrbahnmitte der Wölbungspfeil, es treten mit fortschreitender Abnützung noch andere Unregelmässigkeiten, namentlich muldenartige Vertiefungen der Strassenoberfläche hervor und die Stärke der Decklage wird immer geringer, so dass eine Ergänzung des Fahrbahnkörpers auf seine ursprüngliche Höhe unabweislich wird.

Man unterscheidet nun gewöhnlich zweierlei Verfahrungsweisen zur Wiederherstellung der verminderten Fahrbahnstärke:

1. Die unausgesetzte Unterhaltung oder teilweise Einbettung, auch Flicksystem genannt;
2. die periodische Unterhaltung, die Einbettung zusammenhängender Decklagen, das Decksystem,

die im folgenden eingehend besprochen werden sollen.

Ununterbrochene Unterhaltung. Teilweise Einbettnng. Flicksystem.

Dieses Verfahren stellt sich zunächst lediglich als eine Erweiterung des üblichen Vorgehens zur Ausbesserung von Schlaglöchern, Gleisen und kleineren Mulden dar; man gelangt jedoch in dem Bestreben, die ursprüngliche Stärke der Decklage möglichst konstant zu erhalten, auch zu einer Abänderung insoferne, als man sich zuweilen veranlasst sieht, grössere Flächenstücke der Fahrbahn in passender Jahreszeit auf einmal zu beschottern. Wesentlich dabei aber

bleibt, dass die Dichtung des aufgebrachten Deckmaterials ganz, oder doch in der Hauptsache, den verkehrenden Fahrzeugen überlassen bleibt. Nach diesen Vorbemerkungen werden die Einzelbestimmungen der folgenden Anweisungen und Instruktionen verständlich sein.

In der badischen „Dienstweisung und Instruktion für die Strassenmeister über die Art der Strassenunterhaltung" vom 12. April 1863 [1]) finden sich unter anderen auch folgende Bestimmungen:

Die einzelnen aufzuschotternden Stellen sollen auf der Fahrbahn gut verteilt sein, damit die Fuhrwerke nicht veranlasst werden, denselben auszuweichen oder stets die nämliche Spur einzuhalten. Sie sollen nicht zu nahe beisammen liegen und in der Regel nicht länger als 8—10′ und nicht breiter als 4—7′ sein. Auch wenn viele Vertiefungen auf kürzerer Strecke vorkommen, sind anfangs doch nur die tiefsten Stellen und erst nachdem sich die eingelegten Steine gebunden haben, die übrigen Vertiefungen aufzuhöhen; dabei sollen kleinere Einlagen von nur wenigen Quadratfuss Fläche nicht zur Regel werden, weil die Strasse sonst holperig würde. Sind infolge schlechter Wartung der Strasse längere Gleise entstanden, so sollen dieselben nicht sofort auf ihre ganze Länge, sondern nur allmählich auf kürzere Erstreckungen hin mit Kleingeschläg ausgefüllt werden, weil sonst die Fuhrwerke zur Seite fahren und neue Gleise bilden, deren Reinigung von Kot sehr erschwert ist.

Weiter heisst es in demselben Paragraphen: Man ersieht hieraus, dass, wo es der Zustand der Strasse erfordert, selbst eine vollständige Schotterdecke mittels teilweiser Einlagen nach und nach hergestellt werden kann. Ein solcher Fall wird vorkommen, wenn mehrere trockene Jahre nach einander eintreten, in welchen weniger Material eingebracht werden kann, als der Abnützung der Strasse entsprechen würde. Denn es wäre irrig anzunehmen, dass die für ein Jahr zur Verwendung bestimmte Materialmenge auch in dem betreffenden Jahre eingelegt werden müsse; es ist vielmehr vorteilhaft und oft nicht zu vermeiden, dass in trockenen Jahren weniger Material eingebracht wird, weil niemals mehr eingebaut werden soll, als sich rasch binden kann. In diesem Falle ist es aber notwendig, einzelne Unebenheiten und auf der Seite entstehende Rücken, welche den Wasserabfluss hemmen, mit dem Pickel zu beseitigen. Wenn auch bei einer derartigen Behandlung die Stärke der Steindecke vorübergehend abnimmt, so ist dies nicht nachteilig, weil es nicht fühlbar wird, so lange die Strasse trocken und gut ist. Jedoch ist es notwendig, beim Eintritt eines nassen Jahres für eine genügende Verstärkung der Decke zu sorgen, was mit dem vorher erübrigten Materiale leicht geschehen kann. Tritt nach Ausbesserung einer Strasse Frost oder trockene Witterung ein, so muss alles noch nicht gebundene Material unbedingt von der Strasse entfernt, gereinigt und auf die Vorratshaufen zurückgebracht werden.

Im § 6 „Wiederherstellung stark beschädigter Strassen" heisst es noch ausserdem: „Unter Einhaltung der obigen Vorschriften ist man imstande, auch sehr heruntergekommene Strassen wieder ordnungsmässig herzustellen, indem man alle Stellen, die zu tief liegen, durch Einbringen von Schotter nach und nach erhöht und unregelmässige Erhöhungen mit dem Pickel beseitigt.

Erfordert es der Zustand der Strasse, dass eine ganze Schotterdecke auf einmal eingebracht wird, so muss man dieselbe mit der Walze behandeln, damit der Verkehr nicht allzusehr belästigt und ein grosser Teil des Materials nicht unnötig zermalmt wird." —

Das in Bayern eingehaltene Verfahren ist aus der „Dienstes-Instruktion für die Strassenwärter auf Staatsstrassen." Minist.-Entschl. vom 20. August 1872 [2]) zu ersehen:

§ 6. Hat die Fahrbahn die Wölbung verloren, so wird das Fehlende durch Einwerfen von Deckmaterial, soweit der Vorrat reicht, ersetzt. Fehlt mehr als 7 cm an der Höhe, so muss auf zweimal eingeworfen werden, und darf das zweite Einwerfen erst stattfinden, nachdem das zuerst eingebettete Material festgefahren ist. Ist die volle Wölbung vorhanden, so werden nur die Gleise und Vertiefungen ausgefüllt und die Unebenheiten ausgeglichen. Wenn die Gleise und Löcher von geringer Tiefe sind, darf nur feinkörniger Kies, oder sehr klein geschlagenes Gestein verwendet werden. Für die einzuhaltende Wölbung erhält der Strassen-

---

[1]) Bär, Das Strassenbauwesen in dem Grossherzogtum Baden usw., Karlsruhe 1890. S. 219—228).

[2]) Im Druck erschienen, ausserdem veröffentlicht in Stoll, Das Hoch-, Strassen-, Eisenbahn-, Brücken- und Wasser-Bauwesen usw., II. Fortsetzungsband, München, im Selbstverlage des Verfassers 1873, S. 919—935. Empfehlenswerte Winke enthält die kleine Druckschrift: Grundsätze für Unterhaltung der Fahrbahn der Staatsstrassen Niederbayerns, aufgestellt nach dem in der Pfalz und in Unterfranken angewendeten und bewährten Verfahren, Landshut 1875.

wärter eine Lehre mit Gebrauchsanweisung, deren er sich bei allen grösseren Einbettungen und erforderlichenfalls bei sonstigen Instandhaltungsarbeiten an der Fahrbahn zu bedienen hat.

§ 11. Wenn die Fahrbahn auf ihre ganze Breite, oder wenn auch nur ein namhafter Teil derselben beschüttet wird, muss das Material so dicht geworfen werden, dass die einzelnen Steine sich berühren, der Boden vollständig gedeckt und zwischen den Steinen nicht mehr sichtbar ist. Zu grosse Steinbrocken sind sofort zu zerkleinern oder auszulesen.

§ 12. Das Deckmaterial soll nur bei feuchter Witterung — in der Regel im Spätherbste — niemals bei trockener, gefrorener oder schneebedeckter Strasse eingebettet werden, es sei denn, dass es unter besonderen Umständen von den Vorgesetzten durch Einschreiben in das Dienstbuch angeordnet wird. Auch alle grösseren Einbettungen dürfen nur mit Zustimmung der Vorgesetzten oder auf deren Anordnung erfolgen.

§ 14. Die wichtigste Aufgabe des Strassenwärters ist es, keine Gleise und Unebenheiten auf der Fahrbahn aufkommen zu lassen, und wenn solche entstehen, sie alsbald wieder zu beseitigen, wobei in folgender Weise zu verfahren ist. Vor allem muss das in den Gleisen und Vertiefungen sich sammelnde Wasser ohne Verzug nach der Seite abgeleitet werden, wozu die Gleisränder an möglichst vielen Stellen zu öffnen, und wenn dies allein nicht ausreicht, Rinnen anzulegen sind, welche jedoch ganz flach gehalten und so beschaffen sein sollen, dass sie für das Fuhrwerk nicht lästig werden. Bei Regenwetter hat der Strassenwärter sich vorzugsweise hiermit zu beschäftigen und mit dem Auslassen des Wassers solange fortzufahren, als sich solches auf der Strasse sammelt. Sobald sich das Wasser verlaufen hat, sind diejenigen Gleisränder, welche aus herausgedrücktem Deckmaterial bestehen, wieder einzuebnen, die aus Kot gebildeten aber müssen auf die Seite gezogen und hiernach die Gleise mit Vorratsmaterial ausgefüllt werden. Wenn die Gleise tief sind, bedarf es keiner weiteren Verkleinerung des Materials, zur Einebnung von flachen, seichten Gleisen soll aber feineres Material als das zur Ergänzung der Decklage bestimmte verwendet, und wenn die Strassenoberfläche schon abgetrocknet ist, das Gleis vorher durch Aufpickelung rauh gemacht werden. Sonstige in der Fahrbahn befindliche Vertiefungen werden in derselben Weise behandelt. Bindet sich das eingefüllte Material schwer, so soll dasselbe mit einem Stössel eingestampft werden.

Man sieht, dass auch der bayerischen Dienstes-Instruktion der Gedanke zugrunde liegt, nicht nur eine entsprechende Oberflächen-Form, sondern auch die erforderliche Stärke der Decklage für gewöhnlich ohne künstliche Dichtung des eingebrachten Materials zu erhalten, wiewohl man sich veranlasst sieht, in regelmässigen Zeitabschnitten grössere Flächen der Fahrbahn neu zu beschottern.

Hierbei, wie überhaupt bei Anwendung des ursprünglichen Verfahrens zur Ausbesserung kleinerer Teile der Fahrbahn zur Wiederherstellung des vollen Fahrbahnquerschnittes steigert sich die Belästigung des Fuhrwerks in hohem Masse, es geht viel Material durch Zerquetschen verloren [1]) und es gelingt nicht, eine gleichmässig und ausreichend dichte Strassendecke zu erzielen, und zwar um so weniger, je belebter die betreffende Strasse ist. Es ist deshalb im allgemeinen als ein Fortschritt zu bezeichnen, wenn man solche beschotterte Flächen von grösserer Ausdehnung mittels Walzen künstlich dichtet, womit man alsbald zu dem zweiten, obengenannten Unterhaltungsverfahren gelangt.

Periodische Unterhaltung. Einbettung zusammenhängender Decklagen. Decksystem.

Bei Einhaltung desselben wendet man das sogenannte Flickverfahren in seiner ursprünglichen Ausdehnung an, indem man mittels desselben lediglich eine gewölbte, zusammenhängende und glatte Strassenfläche zu erzielen sucht, und zwar so lange, bis die Fahrbahn ein gewisses Mass der Abnützung erlitten hat, bezw. die Schwierigkeiten und Kosten der Unterhaltung eine gewisse Höhe erreicht haben, worauf man den ursprünglichen Strassenquerschnitt durch eine Art Neubau und unter Verwendung von Walzen auf einmal wiederherstellt.

Die Zeiträume, nach deren Ablauf solche Erneuerungen zur Durchführung kommen müssen, sind natürlich sehr wechselnd, je nach den Abmessungen des

[1]) Siehe z. B. Gravenhorst, Die Instandhaltung der Steinschlagbahnen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1901, S. 84.

Fahrbahnkörpers und der Art des Strassenmaterials, je nach den Verkehrsverhältnissen und dem Klima; sie können eine Anzahl Jahre, oder vielleicht nur einen Bruchteil eines solchen umfassen. Die erreichte Grenze der Abnützung macht sich schon durch den Zustand der Strasse kenntlich, zuweilen wird sie gemessen durch Aufsetzen von Schablonen, durch Querschnittsaufnahme oder durch Messung des verbliebenen Fahrbahnkörpers nach dessen Blosslegung. Keinesfalls dürfte dieselbe soweit fortschreiten, dass Grundbausteine zutage treten oder die Decke zu schwach würde, den Raddrucken zu widerstehen.

Das Einbringen des Deckmaterials geschieht auch bei der periodischen Unterhaltung am besten im Herbst (oder Frühjahr), wenn der Zustand der Strassen eine baldige Bindung des Schotters erwarten lässt, nachdem der Schlamm sorgfältig entfernt und die Oberfläche durch Anhauen oder mittels Maschinen rauh gemacht worden. Öfters begnügt man sich auch nur mit der Aufrauhung der Fahrbahnränder oder dem Einhauen von kleinen Widerlagerflächen an diesen Stellen.

Was die Maschinen betrifft, die man zum Aufbrechen alter Fahrbahnkörper von grösserer Dicke in Anwendung bringt, so sind im Laufe der Zeit verschiedene Arten derselben versucht worden. Man hat Konstruktionen ausgeführt, die die Leistung von Pickel, Schaufel oder Bohrer ermöglichten; zuweilen hat man, sehr zum Schaden der Strassenwalzen, deren Treibräder mit Stacheln oder Nägeln versehen. Jetzt verwendet man öfters eine besondere Maschine, die zum Anhängen an eine Dampfwalze eingerichtet ist, wobei es namentlich darauf ankommt, stärkere Erschütterungen nicht auf die Walze übergehen zu lassen. Als Beispiel sei hier von den zahlreichen Ausführungen dieser Art nur der Aufreisser der Gebrüder Bobe in Dresden-Plauen erwähnt. Derselbe wiegt etwa 2800 kg, er kann durch eine Dampfwalze von 10 t Gewicht bewegt und an dieselbe durch einen Arbeiter angehängt werden. Durch einen besonderen Mechanismus werden die Reissstähle selbsttätig in und ausser Tätigkeit gesetzt. Die Leistung einer solchen Vorrichtung wird auf 3000 bis 4000 qm für den Tag angegeben.

Bei Verwendung von Dampfwalzen nach einem zusammenhängenden Betriebsplane muss man allerdings öfters bei trockenem Wetter arbeiten und es ist dann für Beifuhr von Wasser zu sorgen. Noch weniger ist man in Städten, wo Wasser in genügender Menge zur Verfügung steht, an die Jahreszeit gebunden. Im übrigen gelten alle früher für den Neubau gegebenen Regeln; besonders wichtig ist das Festwalzen der neuen Decke, welches jedoch weniger Zeit beansprucht, weil die zu dichtenden Massen geringer und ihre Unterlage fester ist als beim Neubau. Ob man die Fahrbahn sogleich auf ihre ganze Breite beschottert, oder nur zur Hälfte, um die andere Hälfte unterdessen für den Verkehr freizuhalten, hängt von der Art und Grösse des letzteren und von der Breite der Strasse ab.

Einzelheiten des Verfahrens mögen aus der Hannover'schen technischen Anweisung[1]) entnommen werden.

Die Strassenstrecken sind durch teilweise Ausbesserungen in ihrer jeweiligen Oberfläche solange möglichst eben zu erhalten, bis die abgenützte Stärke des Steinbahnkörpers streckenweise durch vollständige Decken wiederhergestellt werden muss. Vertiefungen in der Fläche der Bahn sind erst dann zu verbessern, wenn sie mindestens der Stärke eines Steines entsprechen. Künstliches Dichten mittels Walzen ist auch schon bei diesen Arbeiten auszuführen, sobald mehr als $^1/_8$ Kasten Material auf die Quadratrute (2,28 cbm für 1000 qm) verbaut wurde. Nur Strassenstrecken, deren Bearbeitung mit der Walze erhebliche Hindernisse entgegenstehen, und Strecken, welche eine Neigung von $^1/_{20}$ und darüber haben, werden

1) Kaven, Der Wegbau, 2. Aufl., Hannover 1870, S. 304 ff.

nach dem Flicksystem auch in ihrer richtigen Stärke zu erhalten gesucht und die Dichtung nur durch Anstampfen, im übrigen durch das Fuhrwerk erzielt.

Mit dem Aufbringen zusammenhängender Decken wird vorgegangen, wenn

1. bei Bahnen mit gleichartigem Material die Beschotterung bis auf Bordhöhe, ausnahmsweise bis auf 1 Zoll darunter,
2. bei Bahnen mit einer Decklage aus besserem Material diese ganz abgenützt ist. Erscheint eine Verstärkung einer besonderen oberen Decklage erforderlich, so darf unter Umständen die Abnützung bis zu dem Masse dieser Verstärkung fortgesetzt werden.

Mit dem Aufbringen zusammenhängender Decken darf vorgegangen werden, auch wenn das betreffende Abnützungsmass noch nicht erreicht ist, wenn sich durch blosses Ausflicken eine ebene Oberfläche nicht mehr erzielen lässt. Die Deckenlegung muss natürlich planmässig vor sich gehen; die Länge der einzudeckenden Strecken wird mit Rücksicht auf das Walzverfahren bestimmt. Als gewöhnliche Zeit für das Aufbringen des Materials gilt der Anfang des Frühlings.

Ist die Oberfläche der zu deckenden Bahn sehr ungleich, so sind vor Einwerfung der neuen Decke die grösseren Erhöhungen und Vertiefungen auszugleichen. Ist wegen besonderer Glätte und Festigkeit der Bahn eine Verschiebung des Deckmaterials unter der Walze zu befürchten, so ist entweder die Oberfläche der Bahn rauh zu machen, oder es sind in Abständen von 3—4' von jedem Borde ab, in der Richtung nach der Mitte, Rillen von der Tiefe eines Steinkorns und etwa 3' Länge einzuhauen. Diese Rillen sind über die ganze Breite der zu deckenden Fläche zu ziehen, wenn die Bahn eine Neigung von $^1/_{20}$ und darüber hat. Wird nicht die ganze Breite der Bahn gedeckt, so sind den Seitenrändern der herzustellenden Decke entlang Rillen einzuhauen, deren äusserer Rand lotrecht steht und deren Sohle nach innen flach verläuft. Die neuen Decken sollen an den Enden in die Fläche der nicht gedeckten Bahn allmählich übergehen. Bei Aufbringung neuer Decken ist eine allgemeine Regelung des Strassenquerschnittes, soweit nötig, vorzunehmen.

Auch in den anderen deutschen Gebieten ist das Decksystem eingeführt; in Braunschweig bringt man eine neue Decke auf, sobald die alte etwa um die Hälfte ihrer ursprünglichen Stärke abgenützt ist. Bei besonders starker Abnützung des mittleren Teiles der Fahrbahn wird diese zuweilen nur auf 3,0 bis 3,5 m Breite erhöht; jedenfalls aber wird bei der zweiten oder dritten Ausbesserung auf die ganze Breite beschottert. Ein Aufhacken der alten Bahn unterbleibt[1]. In Sachsen ist mit Anwendung des Decksystems unter Benützung von Walzen schon in den vierziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts begonnen worden. Dasselbe ist seitdem in der Art, dass zwischen den Hauptschüttungen nach Bedarf auch kleine Ausbesserungen zur Erhaltung der Ebenheit der Fahrbahnen bis zur Erneuerung der Hauptschüttung stattfinden, nach und nach immer umfänglicher und etwa seit dem Jahre 1874 allgemein in Anwendung gekommen. Seit dem Jahre 1879 sind zu diesem Zwecke auch Dampfwalzen an Stelle der bis dahin ausschliesslich verwendeten Pferdewalzen benützt worden[2].

Strassenunterhaltung in Württemberg.

Sehr beachtenswert ist die Ausbildung, welche die Strassenunterhaltung in Württemberg im Laufe der Zeit erfahren hat[3].

Die in früheren Zeiten übliche Unterhaltungsweise, wonach Schlaglöcher und Wagenspuren ausgefüllt und die Fahrbahnen alljährlich auf ihre ganze Breite und Länge mit Geschläg überführt wurden, erfuhr eine wesentliche Verbesserung durch die Instruktion für die Wegmeister vom 23. April 1808 und die Anweisung für die Wegknechte vom Jahre 1811, welche Vorschriften über

---

[1] Brinckmann, Die Landstrassen im Herzogtum Braunschweig, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1883, S. 319.

[2] Mitteilung des Oberbaurates Lehmann, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 545.

[3] Verwaltungsbericht der k. Ministerial-Abteil. f. d. Strassen- u. Wasserbau, I. Abt., Stuttgart 1891, S. 27 ff.

die Strassenreinigung und die Steinzerkleinerung, sowie über die Art der kleineren und die Haupt-Ausbesserungen enthielten. Diese Unterhaltungsweise wurde in der Hauptsache bis 1866 beibehalten und nur in ihrer Ausführung wiederholt abgeändert und ergänzt, so namentlich durch die Dienstanweisung für die Staatsstrassenwärter vom 22. Februar 1857.

Im Jahre 1866 wurden neue Bestimmungen über die Ausführung der Hauptausbesserungen getroffen. Demnach sollten die neu zu beschotternden Flächen entweder bei einer Länge von höchstens 60—90 m sich über die ganze Fahrbahnbreite erstrecken und durch ebensolange unbeschotterte Strecken voneinander getrennt sein, oder bei einer Länge von 2,3—2,8 m und einer Breite von 1,2—2 m schachbrettartig angeordnet werden. Das erste Verfahren wurde bald wieder aufgegeben und das zweite in der Art ausgebildet, dass man die Beschotterungen ganz der Abnützung entsprechend vornahm und grössere ausgefahrene Stellen mittels aufeinander folgender und an einander sich anreihender Einlagen aufholte.

Bis dahin war also das Flicksystem durchaus in Anwendung. Vom Jahre 1870 ab ging jedoch das Bestreben der Verwaltung mehr und mehr dahin, auch das Decksystem zur Einführung zu bringen, um so mehr als die Stärke der Decklage auf den Strassen aus mancherlei Gründen bedeutend abgenommen hatte und bedeutende Materialmengen zur Wiederherstellung derselben erforderlich wurden.

Die Befestigung der Fahrbahnen mittels Pferdewalzen geschieht in Württemberg bei Neubauten seit Ende der vierziger Jahre. Die schon damals gemachten Versuche, Walzen auch bei der Unterhaltung zu verwenden, wurden der Kosten wegen wieder eingestellt und nur auf den verkehrsreichsten Strassen in der Nähe grösserer Städte hielt man an der künstlichen Dichtung des Schotters fest. Erst seit Übergang auf das Decksystem, wozu 1883 grundlegende Versuche angestellt und nach welchem in dem Jahre 1887—1889 schon grössere Strassenstrecken behandelt worden waren, kamen Pferde- und Dampfwalzen in grosser Zahl zur Verwendung.

In dem angezogenen Verwaltungsberichte heisst es wörtlich:

„In der neuesten Zeit finden somit die beiden Unterhaltungsweisen, das Flicksystem und das Decksystem mit Walzen bei uns Anwendung. Bei beiden erfolgt die Materialbeschaffung und Morastabfuhr in Akkord, die Steinzerkleinerung noch teilweise durch die Wärter, teilweise in Akkord und die Zuteilung von Hilfsarbeitern nach Bedürfnis. Beim Flicksystem erfolgt die Fahrbahnausbesserung alljährlich in der oben beschriebenen Weise, die Befestigung des Geschlägs durch die Fuhrwerke und die Reinigung meistens von Hand. Beim Decksystem wird in entsprechenden Perioden eine Hauptausbesserung der ganzen Fahrbahn vorgenommen und hierbei das Geschläg mit Dampfwalzen befestigt, die Reinigung grösstenteils und mit Ersparnissen mit Morastabzugs- und Kehrmaschinen vollzogen und während der Abnützungsjahre nur die notwendigsten Ausbesserungen an der Fahrbahn gemacht.“

Über die Aufstellung des Unterhaltungs-Betriebsplans und das Verfahren beim Einbringen der neuen Decken äussert sich Oberbaurat v. Leibbrand[1] in folgender Weise:

„In jeder Strassenbau-Inspektion wurden an der Hand der bisherigen Durchschnittsaufwendungen an Unterhaltungsmaterial und unter der Annahme, dass etwa $^1/_3$ des bisher zur flickweisen Unterhaltung notwendigen Schotters zur hinhältlichen Unterhaltung der Strassen von der Vornahme einer Decklage zur anderen hinreiche, dass ferner die Decklagen nicht unter 7 cm verglichene Dicke haben dürften, um haltbar zu sein, die Perioden für die einzelnen Strassenzüge berechnet, nach welchen jeweils wieder eine vollständige Decklage aufzubringen wäre. Ergab die Rechnung für den betreffenden Strassenzug eine Periode von 15 und mehr Jahren, war überdies ersterer abgelegen und konnte die daselbst erforderliche Walzarbeit nur

1) Die Verwendung von Dampfstrassenwalzen auf den Staatsstrassen Württembergs. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1890, S. 641.

schwer mit ähnlichen Arbeiten auf benachbarten Strassenzügen verbunden werden, so wurde für die (in der Regel verkehrsarme) Strasse die bisherige flickweise Unterhaltung beibehalten. Für die übrigen Strassen einer Inspektion dagegen und die im Wege der Rekonstruktion besonders zu behandelnden Strassenzüge wird für jedes Jahr ein Deckenbetriebsplan bearbeitet. Dass hierbei das Absehen darauf gerichtet wird, die mit Decklagen zu versehenden Strassenzüge in möglichst geschlossenen Gruppen zu vereinigen, ist naheliegend. Auf Grund der in einzelnen Inspektionen einzuwalzenden Anzahl von Kubikmetern verschiedenen Materials wird hierauf die erforderliche Zahl von Walztagen berechnet. Dabei rechnet man als tägliche Leistung einer 14 t schweren Walze

für Porphyr	20—40 cbm	für Muschelkalk	50—80 cbm
„ Basalt	40—60 „	„ Jurakalk	40—60 „
„ Granit, Aplit u. dergl.	50 „	„ Gletscherkies	50 „
		„ Grubenkies	30—70 „

Die Zahl der Walztage im Jahre wird durchschnittlich zu 180 angenommen und hiernach der Arbeitsplan jeder einzelnen Dampfwalze bestimmt. Ehe mit dem Aufbringen des Schotters begonnen wird, werden zu beiden Seiten der Strasse etwa 6—8 cm tiefe, gegen die Strassenmitte verlaufende Kerben eingehauen, welche der Decke als Stützpunkte zu dienen haben; auffallende Unebenheiten der Fahrbahn werden abgepickelt, damit die Schotterlage durchaus eine möglichst gleiche Dicke erhält. Das Einlegen des Schotters erfolgt in der Regel auf Fahrbahnbreite unter Benützung von Lehren aus Holz, welche zugleich die erforderliche Überhöhung angeben. Auf halbe Strassenbreite wird eingelegt, wenn diese sehr bedeutend ist und die Grösse des Verkehrs es erfordert; das Absperren der Strassen ist nur in den seltensten Fällen ausführbar. In der Regel wird an einem Tage so viel Schotter eingebracht, als die Walze am folgenden Tage festzulegen vermag.

Das Befestigen des Geschlägs mittels der Walze geschieht unter Aufbringen des erforderlichen Wassers in bekannter Weise durch Fahrten mittels der Walze, die am Rande der Beschotterung beginnen und allmählich der Strassenmitte zu ausgedehnt werden. Das bei fortschreitendem Festwerden des Schotters an der Strassenoberfläche abfliessende Wasser wird auf den mit erhöhten Rasenborden eingefassten Strassen neben ersteren durch Dämmchen aufgefangen und mit Besen wieder gegen die Beschotterung gekehrt.

Erst wenn die Schotterlage im ganzen geschlossen liegen bleibt, wenn keine Steine mehr rollen und die einzelnen Schotterstücke ihrer festen Lage wegen anfangen, von der Walze zersplittert zu werden, nachdem die Walze etwa zu $^2/_3$ ihrer im ganzen erforderlichen Zeit auf der Strecke gearbeitet hat, wird Bindematerial aufgeworfen.

In der Regel überlässt man die gewalzten Strecken samt dem etwa zu viel aufgebrachten Bindematerial erst einige Tage der Wirkung des Verkehrs, ehe man das sogenannte Nachwalzen vollzieht, welches den Zweck hat, die durch den Verkehr etwa lose gewordenen Stellen vollständig fest zu legen. Hernach wird die Strasse mittels der Kehrmaschine oder des Piassavabesens gereinigt, damit nicht bei eintretendem ungünstigen Wetter das zäh werdende Bindematerial an den Rädern der Fuhrwerke hängen bleibe und einzelne Steine aus der Bahn ausziehe, damit die Strasse nicht „wickle".

Vergleich der Unterhaltungsverfahren miteinander.

Vor allem ist festzuhalten, dass jede Beschädigung der Fahrbahn in Form eines Schlagloches oder einer Radspur womöglich sofort ausgebessert werden sollte, und dass es sich erst in zweiter Linie darum handelt, die Stärke des bis zu einem gewissen Grade abgenützten Fahrbahnkörpers wieder herzustellen. Es ist zu entscheiden, ob letzteres zweckmässiger nach dem Flicksystem, in der Hauptsache ohne Verwendung von Strassenwalzen, oder nach dem Decksystem bei künstlicher Dichtung der aufgebrachten Schotterdecken geschehen kann.

Bezüglich des Flicksystems lassen sich erfahrungsgemäss folgende Sätze aufstellen:

1. Dasselbe erfordert jedenfalls sehr geschickte und fleissige Strassenwärter, und dies um so mehr, je belebter die Strasse und je weniger widerstandsfähig das Deckmaterial ist.
2. Bei seiner Anwendung geht immer ein Teil des Unterhaltungsmaterials zu Verlust durch Zerstreuung der Brocken und durch Zerdrückung derselben.

3. Unter allen Umständen leidet das Fuhrwerk durch die ihm zufallende Arbeit des Dichtens des eingebrachten Schotters und es ist die Menge des auf einmal einzubauenden Schotters ziemlich beschränkt.
4. Auch kommt hierbei niemals eine so feste Fahrbahn zu stande, wie bei Anwendung von Strassenwalzen; namentlich lässt die Fahrbarkeit solcher Bahnen zur Winterszeit viel zu wünschen übrig, und es treten deshalb auch die verschiedenen Abnützungsformen stärker hervor.

Demnach muss im allgemeinen dem Decksystem der Vorzug zuerkannt werden[1]). Das Flicksystem zur Wiederherstellung der normalen Oberbaustärke wird nur zur Anwendung kommen, wenn allzu starke Steigungen gegen die Verwendung von Strassenwalzen sprechen oder bei der Abgelegenheit eines Strassenzugs die Kosten der Walzung unverhältnismässig gross ausfallen würden, namentlich aber wenn es sich um verkehrsarme Strassen handelt, bei denen die vollständige Abnützung erst nach längeren Zeiträumen erfolgt. Es ist hier an die oben (S. 564) angeführten, hierauf bezüglichen Äusserungen Leibbrand's zu erinnern; auch mag es zweckmässig sein, aus jener Abhandlung noch folgendes auszuziehen:

„Man entschloss sich in Württemberg zum Deckenbetriebe in der Erwägung, dass die im Lande vorhandenen und vorherrschend weichen Gesteinsarten eher eine gute Strassenfläche zu liefern vermögen, wenn sie fest gewalzt, als wenn sie lose eingebracht werden". Andererseits fiel der bei Anwendung des Flicksystems unvermeidliche Verlust an Schüttmaterial um so mehr in die Wagschale, je wertvoller das aus grösserer Entfernung beigeschaffte harte Gestein war; und endlich konnten die vielen berechtigten Klagen über Belästigung des Verkehrs durch lose Schotterlagen, sowie „die Beeinträchtigung der Winterbahnen durch das flickweise eingelegte Geschläg" nicht unbeachtet bleiben.

„Die zu Anfang mit Misstrauen und Ängstlichkeit betrachteten Dampfwalzen haben sich im Bereiche der württembergischen Strassenbau-Verwaltung rasch eingebürgert: auch der schlichteste Fuhrmann erkannte die Vorteile, welche ihm der Dampfwalzen-Betrieb auf den Staatsstrassen brachte; wo er ehedem im Früh- und Spätjahr sein Fahrzeug wochenlang mit mühevoller Anspannung der Zugkraft seiner Tiere über frisch beschotterte oder auch nur mit grösseren Schotterflächen bedeckte Strassen treiben musste, da findet er jetzt jahraus, jahrein eine ebene, schotterfreie Bahn. Nicht minder gross sind die Vorteile für den leichten Verkehr; auch kann die Strasse zu jeder Zeit viel reiner, schlamm- und staubfreier gehalten werden als früher. Besonders hoch werden die Vorteile der gewalzten Strassen im Winter geschätzt, weil bei ihnen das leidige und zu vielen, stets wiederkehrenden Klagen Veranlassung gebende Notleiden der Winterbahnen durch unverbundenes Geschläg völlig in Wegfall gekommen ist; die glatten Bahnen sind schon bei leichtem Schneefall mit Schlitten befahrbar. Eine Steigerung des ordentlichen Unterhaltungsaufwandes ist durch Einführung der Walze nicht eingetreten, weil die Dauer der gewalzten Strassen eine längere ist; es ist deshalb auch keine Steigerung der Forderungen für ordentliche Strassenunterhaltung, trotz des besseren Zustandes derselben, zu erwarten."

„Die ganze Einrichtung hat sich in solchem Masse bewährt, die verkehrstechnischen und volkswirtschaftlichen Vorteile sind derart bedeutsam, dass sie zum Nutzen des Landes auf die Dauer beibehalten und in stetiger, sachgemässer Entwicklung zu weiterer Vollendung geführt werden wird."

c) Unterhaltungsmaterial für Schotterstrassen.

Von dem Baumaterial für Schotterstrassen und den erforderlichen Eigenschaften desselben war schon wiederholt die Rede, unter IV, C. I. A, Bauweise

[1]) Bezüglich des Übergangs von einem Unterhaltungsverfahren zum anderen in Paris siehe: Müller, Über die Unterhaltung der Strassen in der Stadt Paris, Zeitschr. für Bauwesen 1869, S. 109, 305; sodann Debauve, Manuel de l'ingénieur, Routes, Paris 1873, pag. 181 ff. Für Einführung des Decksystems auch bei der Unterhaltung der bayerischen Distriktsstrassen tritt G. Freiherr v. Rotenhan in seiner Druckschrift: „Bau und Unterhaltung unserer Distriktsstrassen", Würzburg 1901, ein. Siehe auch: Die Entwicklung der Landstrassen und die Anforderungen der Gegenwart an dieselben mit besonderer Berücksichtigung Bayerns, zusammengestellt von einem Fachmanne und herausgegeben im Auftrage des Verbandes zur Wahrung der Interessen der bayerischen Radfahrer von dem 1. Vorstande, Freiherrn von Rotenhan, Oberst z. D., München 1897.

der Fahrbahnen, namentlich aber unter IV. C. II, Gütebestimmung der Strassenmaterialien. Hier muss nochmals ausdrücklich hervorgehoben werden, dass vor allem die Güte des Deckmaterials in Betracht kommt. Während man von den Grundbausteinen und den tieferen Schichten der Beschotterung nur Wetterbeständigkeit und eine mässige Druckfestigkeit zu verlangen braucht, müssen die Decklagenstücke neben Wetterbeständigkeit insbesondere einen hohen Grad von Druckfestigkeit und Abnützbarkeit besitzen, auch ist es wichtig, dass der aus ihnen entstehende Schlamm keine schädliche Klebrigkeit besitzt, weil sich derselbe sonst an den Rädern „aufwickeln" würde. Übrigens kann dieses Aufwickeln auch bei sonst entsprechendem Steinmaterial eintreten, wenn durch die Fuhrwerke klebriger Schlamm auf die Fahrbahn gebracht wird, wie dies namentlich beim Transport der Zuckerrüben der Fall ist[1]).

So wichtig nun jede dieser Eigenschaften an sich ist, so kann doch die Auswahl des für eine bestimmte Strasse geeignetsten Materials nicht einfach im Hinblick auf sie getroffen werden; es fällt vielmehr der Kostenpunkt mit ins Gewicht und es stellt sich auch bei den Schotterstrassen die Aufgabe im allgemeinen dahin, jenes Material zu bezeichnen, bei dessen Verwendung der Gesamtkostenaufwand für Neubau, Unterhaltung und Wiederherstellung am kleinsten ausfällt. Bei Landstrassen allerdings tritt in der Regel die erste Herstellung gegenüber der Unterhaltung mehr zurück und es vereinfacht sich die erwähnte Aufgabe, indem jenes Deckmaterial zu bestimmen ist, das einen Kleinstwert des jährlichen Unterhaltungsaufwandes ermöglicht.

Diese wie jene Aufgabe ist keineswegs leicht zu lösen, weil ja die Kosten wieder von einer grösseren Zahl, teilweise nicht genau genug bekannter Umstände abhängig ist. Vor allem muss man die Materialmenge kennen, die zur Unterhaltung in einem gegebenen Falle notwendig ist; diese aber wechselt je nach Umständen ausserordentlich[2]). Es ist schon früher darauf hingewiesen worden, dass dieselbe endgültig nur durch Beobachtungen an der fraglichen Strasse selbst oder an anderen, mit ihr in den Hauptverhältnissen übereinstimmenden Strassen festgestellt werden könne. Immerhin gewähren die unter IV. C. II. „Gütebestimmung der Strassenmaterialien" gegebenen Darlegungen und Zusammenstellungen wichtige Anhaltspunkte. Als Ergänzung der dort zusammengestellten Wertziffern können auch die folgenden, aus der Erfahrung geschöpften Zahlen angeführt werden.

Nach den in Braunschweig gemachten Erfahrungen hat Baurat Voigt die Strassenmaterialien in folgende fünf Klassen geteilt[3]):

I. Hornfels, Gabbro, dichter Grünstein, Basalt;
II. Grobkörniger Grünstein, Grauwacke, körniger Quarz, Kieselschiefer, nordische Geschiebe;
III. Die Gesteine unter II aus minder festen Lagen;
IV. Zechstein, Roggenstein, Muschelkalk, Jurakalk, Juradolomit;
V. Plänerkalk und die Gesteine unter IV aus weniger festen Lagen.

Hiernach müsste von einem Gesteine der zweiten Klasse ungefähr die zweifache, von einem der III. Klasse die dreifache usw. Menge aufgewendet werden, um denselben Erfolg wie mit der einfachen Menge eines Gesteins der I. Klasse zu erzielen.

---

1) Zeitschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen, Wochenausgabe 1898, S. 856 und ebenda 1900, S. 567.

2) Siehe: „1. Umstände, welche die Strassenabnützung beeinflussen", S. 547.

3) Brinckmann, Die Landstrassen im Herzogtum Braunschweig, Zeitschr. des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1883, S. 319. Ahlburg, Der Strassenbau, Braunschweig 1870, S. 345.

In der früher aufgenommenen Tabelle 76 sind die zur Unterhaltung erforderlichen Materialmengen zusammengestellt, welche man in **Baden** mit Rücksicht auf die erhobene Druckfestigkeit und Abnützbarkeit, sowie mit Zugrundelegung des für Porphyr erfahrungsgemäss feststehenden Durchschnittsbedarfes berechnet hatte.

„Die in den Kolonnen 8—14 (in den letzten 7 Reihen der Tabelle 76) bestimmten Materialquantitäten für durchschnittlich 5 m breite Fahrbahnen bezeichnen jedoch nur die höchsten Sätze; da aber der Verkehr in den einzelnen Strassenklassen selbst wieder verschieden ist, so musste innerhalb jeder Klasse zwischen dem höchsten und niedersten erforderlichen Materialquantum ein Spielraum gelassen werden, wie dies in der Beilage III (Tabelle 81) dargestellt ist[1]“.

Tabelle 81.

Die in Baden für 1 km Strasse erforderlichen Materialmengen.

	Material		Innerhalb der einzelnen Verkehrsklassen schwanken mit dem Verkehr die für 1 km erforderlichen Materialmengen zwischen nachstehenden Grenzen — Verkehrsklasse und tägliche Zugtierzahl						
			VII. < 30	VI. 30—50	V. 50—100	IV. 100—250	III. 250—500	II. 500—1000	I. > 1000
1	Dolerit		6—12	12—16	16—22	22—32	32—42	42—60	60—114
2	Basalt		8—16	16—20	20—30	30—40	40—55	55—80	80—150
3	Porphyr	Sorte I	8—16	16—20	20—27	27—40	40—50	50—75	75—140
		„ II	10—20	20—25	25—35	35—48	48—63	63—90	90—170
		„ III	12—25	25—32	32—45	45—65	65—85	85—120	120—230
		Mittelw.	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
4	Diorit		10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
5	Syenit		10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
6	Gneis		10—20	20—25	25—35	35—50	50—70	70—100	100—190
7	Granit	Sorte I	8—16	16—20	20—28	28—40	40—55	55—75	75—145
		„ II	10—20	20—25	25—35	35—50	50—70	70—100	100—190
		„ III	15—30	30—35	35—50	50—70	70—95	95—140	140—260
		Mittelw.	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
8	Hornblende		10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
9	Klingstein		10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
10	Rheinwacken		10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
11	Thonschiefer		8—16	16—20	20—28	28—40	40—55	55—75	75—145

In gleicher Weise ergaben sich beim Kalkstein für 1 km Strasse die folgenden Materialmengen:

Kalkstein	Verkehrsklasse VII.	VI.	V.	IV.	III.
1. Sorte	8—16	16—24	24—32	32—49	49—70
2. „	10—20	20—30	30—40	40—60	60—85
3. „	13—26	26—38	38—51	51—77	77—110.

Von Interesse sind auch die Ergebnisse der schon auf S. 517 erwähnten, in den Jahren 1885—1888 auf württembergischen Versuchsstrassen gemachten Beobachtungen.

Über dieselben sind 3 verschiedene Übersichten angefertigt worden, und zwar wurden zusammengestellt

[1] Statistische Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der Landstrassen im Grossherzogtum Baden 1882, S. 7. Bär, Das Strassenbauwesen im Grossherzogtum Baden. Karlsruhe [illegible], S. [illegible]. Es mag hier der Platz sein, auf die Abhandlung: L. Schwering. Die Statistik der Bau-Unterhaltungskosten. Zentralbl. der Bauverw. 1885, S. 89 hinzuweisen.

1. die einzelnen Unterabteilungen geordnet nach der Grösse des täglichen Gesamtverkehrs auf den Versuchsstrecken;

2. die einzelnen Materialgattungen geordnet nach den verschiedenen Verkehrsklassen und

3. die verschiedenen Gesteinsarten.

Die nachstehende Tabelle 82[1]) entspricht der Zusammenstellung 3.

Auch aus diesen Ergebnissen lassen sich keine unmittelbaren und allgemeinen Schlüsse über den relativen Wert der einzelnen Gesteinsarten ziehen. Mit Sicherheit ergibt sich, dass die Verwendung der Walzen auch bei der Unterhaltung vorteilhaft ist.

Der Grund für die zum Teil unverhältnismässig hohen Preise für das Walzen für 1 cbm Material lässt sich wohl einigermassen aus der geringen Länge der Walzstrecken erklären; auch ist darauf hinzuweisen, dass manche Inspektionen die Kosten für den jedesmaligen Transport der Walzen zu den Versuchsstrecken eingerechnet haben, andere aber nicht.

Aus verschiedenen anderen Widersprüchen, die noch hervortreten, lässt sich auch hier wieder erkennen, wie schwer es ist, auf diesem Wege der Materialprüfung zu brauchbaren Ergebnissen zu gelangen.

Das Endergebnis der württembergischen Versuche mag hier seinen Platz finden:

1. **Bei starkem Verkehr, von etwa 1500 Zugtieren täglichem Gesamtverkehr an, ist, ausser bei ganz besonders günstigen Lage- und Steigungsverhältnissen, die Unterhaltung der Strassen mit Schotter nicht mehr rationell und daher der Übergang zu einer anderen Befestigungsweise der Fahrbahn, Pflasterung oder dergl., zu empfehlen und anzustreben.**
2. **Die Anwendung der Walzen zur Strassenunterhaltung ist bei allen Gesteinsarten und Verkehrsklassen vorteilhaft.**
3. **Es lässt sich nicht ziffermässig nachweisen, mit welchen Gesteinsarten in den verschiedenen Verkehrsklassen die beste und zugleich billigste Unterhaltung der Strassen sich erreichen lässt, doch verdient in dieser Beziehung jedenfalls bei stärkerem Verkehr, ebenso bei geringem Verkehr die Verwendung harter Gesteinsarten den Vorzug, während bei mittlerem Verkehr auch die besseren weichen Materialien, besonders bei grossem Preisunterschied, mit Vorteil verwendet werden können.**

Ausser der Materialmenge kommt weiter bei der Kostenberechnung in Betracht: Der Ankauf des Rohmaterials im Steinbruch (oder in der Kiesgrube), das Zerkleinern desselben, die Beförderung des Schotters vom Gewinnungs- zum Verwendungsort und schliesslich die Verwendung desselben. Bei Berücksichtigung dieser verschiedenen Umstände kann man in folgender Weise vorgehen[2]).

Da für einen und denselben Steinbruch, bezw. für das aus ihm zu beziehende Material der Bruchzins, sodann die Kosten für Kleinschlagen der Bruchsteine, Beförderung des Kleingeschlägs aus dem Bruche bis zur Einmündung des zu benützenden Zufuhrweges in die Strasse, endlich für die eigentliche Verwendung, d. h. das nach Reinigen der Strassenoberfläche und Aufrauhen derselben erfolgende kunstgerechte Einbetten des Schotters konstante Grössen darstellen, die Beförderungskosten des letztern aber von der Einmündungsstelle des Zufuhrweges in die Strasse längs dieser bis zur Verwendungsstelle der Länge dieser Wegstrecke (x) proportional sein werden, so berechnen sich die gesamten Unterhaltungskosten für 1 qm Strasse aus einer Gleichung von der Form

---

[1]) Verwaltungsbericht der K. Ministerialabteilung für den Strassen- u. Wasserbau f. d. Rechnungsjahre vom 1. Februar 1891/92 und 1892/93, I. Abteilung, Stuttgart 1894.

[2]) Le Moyne, Sur la division d'une chaussée d'empierrement en sections de carrières, Ann. d. p. et ch. Mém. 1871, 1. Sem., p. 467.

Tabelle

Übersicht über vergleichende Versuche bezüglich des ökonomischen

Geordnet nach

Versuchsstrecke						Unterhaltungsmaterial	Täglicher Gesamt-Verkehr von 1886/88	Gewalzte				
im Ganzen		gewalzt		ungewalzt				Material-Verbrauch		Aufwand für Material		
Länge	Breite der Fahrbahn	Länge	Breite der Fahrbahn	Länge	Breite der Fahrbahn			für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 cbm Material	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere
m	m	m	m	m	m			cbm	cbm	ℳ	ℳ	ℳ
400	4,7	200	4,7	200	4,7	Granit vom Kienbächle und vom Stiftswald	117	34,0	29,1	10.65	362	310
200	5,0	100	5,0	100	5,0	Aplit vom Kohlhäusle	100	11,5	11,5	13,86	161	161
100	5,0	50	5,0	50	5,0	Granitporphyr von Röthenbach	244	17,0	7,0	13,50	228	93
900	5,6	600	5,9	300	5,1	Porphyr vom Schramberg	528	96,7	18,3	18,16	1756	332
200	4,8	100	4,8	100	4,8	„ „ Röhrsbächle	148	58,0	39,0	8,91	517	348
2915	5,4	1915	5,6	1000	5,1	„ „ Dossenheim	405	67,8	16,8	14,04	952	235
300	5,6	150	5,6	150	5,6	„ „ Ziegelhausen	339	63,3	18,7	11,67	739	218
200	5,0	100	5,0	100	5,0	„ „ Sinzheim	100	9,6	9,6	13,50	131	131
300	5,3	150	5,3	150	5,3	„ „ St. Georgen	255	26,7	10,5	14,90	397	156
450	5,1	300	5,4	150	4,9	Basalt vom Eisenrüttel	455	92,3	20,3	11,74	1084	238
300	5,3	150	5,3	150	5,3	„ „ Hegäu	255	22,3	8,8	17,37	388	152
300	5,6	150	5,6	150	5,6	„ „ Katzenbuckel	339	62,0	18,3	17,63	1093	322
200	4,8	100	4,8	100	4,8	Kieselsandstein von Freudenstadt	148	50,5	34,0	4,47	226	153
100	5,0	50	5,0	50	5,0	Wellendolomit von Ittersbach (Baden)	122	30,0	25,0	13,52	412	338
5865,5	5,1	2982,75	5,1	2882,75	5,0	Muschelkalk	262	81,8	31,2	6,15	503	192
100	4,8	50	4,8	50	4,8	Keuperkalk	78	42,0	54,0	5,65	236	303
1580	4,8	790	4,8	790	4,8	Fleinsstein	157	82,5	52,5	6,57	541	345
2050	5,3	1325	5,6	725	5,0	Liaskalk	305	113,1	37,1	7,70	871	286
550	5,3	325	5,3	225	5,2	Weisser Jura β	261	70,6	27,0	7,35	519	199
700	5,1	400	5,2	300	5,0	„ „ δ	437	123,8	28,3	5,40	669	153
2550	5,0	1375	5,1	1175	4,9	„ „ ε	317	54,8	17,3	7,90	437	138
400	4,9	200	4,9	200	4,9	„ „ ζ	245	29,8	12,2	5,92	176	72
800	5,2	400	5,2	400	5,2	Grubenkies	394	45,2	11,5	2,98	135	34
870	5,1	435	5,1	435	5,1	Alpiner Kies	235	41,8	17,9	2,89	121	52
970	5,1	485	5,1	485	5,1	„ Wacken (zerkleinert)	226	39,6	17,5	6,10	242	107
1070	5,2	535	5,2	535	5,2	Flusskies	270	35,2	13,1	3,38	119	44

$$k = c_1 . x + c_2 \qquad (262$$

wobei $c_1 = a . k'$ und $c_2 = a . k''$ bedeuten, wenn mit

a die für 1 qm erforderliche jährliche Unterhaltungsmenge,

k′ die Beförderungskosten des Schotters auf der Strasse für 1 cbm und 1 m Weglänge,

k″ aber die oben aufgezählten konstanten Kostenbeträge für 1 cbm bezeichnet werden.

Für jeden in Betracht kommenden Steinbruch sei die ihm zugehörige Gleichung aufgestellt. Denkt man sich die Länge der Strasse in einer geraden Linie dargestellt und in dieselbe die Einmündungsstellen I, II . . . der aus den Brüchen gleicher Nummer kommenden Zufuhrwege eingetragen, diese Punkte als Ursprungspunkte rechtwinkeliger Achsenkreuze betrachtet und endlich für jeden derselben die zugehörige Gleichung $k = c_1 x + c_2$ nach beiden Seiten

82.

Wertes von Strassenunterhaltungs-Materialien 1885/88.

Materialgattungen.

Strecken										Ungewalzte Strecken										
Aufwand für Handarbeit			Aufwand für Walzen			Gesamtkosten			Täglicher Gesamt-Verkehr von 1886/88	Material-Verbrauch		Aufwand für Material			Aufwand für Handarbeit			Gesamtkosten		
für 1 cbm Material	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 cbm Material	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	f. 1 qm Fahrbahn und 100 Zugtiere		für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 cbm Material	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 cbm Material	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	für 1 km	für 1 km und 100 Zugtiere	f. 1 qm Fahrbahn und 100 Zugtiere
ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	₰		cbm	cbm	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	₰
7,46	254	217	1,53	52	45	668	572	12,2	117	44,3	38,0	10,27	455	390	6,45	286	245	741	635	13,5
6,35	73	73	5,83	67	67	301	301	6,0	100	17,5	17,5	13,86	243	243	5,29	93	93	337	337	6,7
27,62	464	190	6,43	108	44	800	327	6,5	244	19,0	8,0	13,50	252	103	24,20	450	184	702	287	5,7
4,02	388	74	3,18	307	58	2451	464	7,9	225	35,0	15,6	16,73	586	260	8,62	301	134	887	394	7,8
6,50	377	254	1,67	97	65	991	667	13,9	148	55,0	37,0	9,29	511	344	7,71	424	286	935	630	12,5
3,39	230	57	3,52	239	59	1421	351	6,3	289	43,1	14,9	13,64	588	204	4,88	210	73	798	277	5,4
1,25	79	24	2,00	126	37	944	279	5,0	339	97,3	28,7	11,79	1147	339	1,12	109	32	1256	371	6,7
7,50	72	72	8,23	79	79	282	282	5,6	100	20,5	20,5	13,50	282	282	4,15	85	85	367	367	7,3
4,37	117	46	12,68	338	132	852	334	6,3	255	35,7	14,0	15,06	537	211	3,35	119	47	656	258	4,9
1,60	148	33	1,88	173	38	1405	309	5,7	252	57,0	22.6	12,41	707	280	1,99	114	45	821	325	6,6
5,22	117	46	15,25	340	134	845	332	6,3	255	31,3	12,3	17,36	544	213	3,51	110	43	654	256	4,9
1,18	73	22	2,52	156	46	1322	390	7,0	339	81,7	24,0	17,83	1456	429	0,98	80	23	1536	452	8,1
6,12	309	209	2,44	123	83	658	445	9,3	148	37,0	25,0	4,65	172	116	9,30	344	232	516	348	7,3
3,92	118	97	4,20	180	146	710	581	11,6	122	32,0	26,0	13,52	432	355	4,98	160	131	592	486	9,7
1,83	149	57	2,15	176	67	828	316	6,2	245	83,6	34,1	6,15	514	210	1,83	152	62	666	272	5,4
1,14	48	61	3,00	126	160	410	524	10,9	78	46,0	59,0	5,65	262	336	1,13	52	68	314	404	8,4
1,07	88	56	1,41	117	74	746	475	9,8	157	79,7	50,7	6,89	549	349	1,04	83	53	632	402	8,3
1,75	198	65	1,32	149	49	1218	400	7,2	231	97,5	42,2	7,74	755	327	1,60	156	67	911	394	7,9
1,88	133	51	3,12	220	84	872	334	6,3	220	55,2	25,0	9,92	548	249	2,01	111	50	659	299	5,8
1,87	232	53	1,63	202	46	1103	252	4,9	357	78,5	22,0	5,92	464	130	2,75	216	60	680	190	3,8
2,89	159	50	2,90	159	50	755	238	4,7	304	49,6	16,3	8,17	405	133	3,26	162	53	567	186	3,8
6,81	202	83	5,90	176	72	554	227	4,7	245	39,0	16,0	5,92	231	95	4,96	193	79	424	174	3,6
5,94	268	68	3,46	156	40	559	142	2,7	394	48,7	12,4	3,14	153	39	5,05	246	62	399	101	1,9
4,54	190	81	0,48	20	9	331	142	2,8	235	42,0	17,9	2,91	122	52	4,76	200	86	322	138	2.7
4,92	194	86	0,38	15	7	451	200	3,9	226	40,1	17,8	6,24	251	111	5,04	202	89	453	200	3,9
5,88	207	77	3,07	108	40	434	161	3,1	270	40,1	14,9	3,37	135	50	5,14	207	77	342	127	2,4

hin aufgetragen, so geben die Durchschnittspunkte dieser Geraden die Verwendungsgrenzen der Steinbrüche an [1]).

Schliesslich sei nur noch erwähnt, dass die Unterhaltung der wichtigeren Landstrassen zweckmässig ständigen Wärtern übertragen wird, die die Instandhaltung und Beaufsichtigung der ihnen überwiesenen Strassenstrecken in allen ihren Teilen zu besorgen und die dazu erforderlichen Arbeiten ganz oder zum Teil selbst auszuführen haben. Für Strassen von geringerer Bedeutung werden gewöhnlich Arbeiter im Taglohn nach Bedürfnis eingestellt [2]).

[1]) Siehe auch: Rebhann, Bestimmung der mittleren Zufuhrdistanz für die Beistellung des Strassendeckstoffes von den Materialplätzen auf die zu beschotternden Strassenstrecken, Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, 1858, S. 105.

[2]) Siehe auch: Zöller, Über Organisation der Strassenunterhaltung und Verwaltung, Wochenblatt f. Arch. und Ing. 1884, S. 329, 339, 352.

3. Unterhaltung der Pflasterstrassen.

Als Formen unregelmässiger Abnützung erscheinen

1. Zerdrückung oder Senkung einzelner Pflasterstücke.
2. Muldenartige Senkungen oder beulenartige Hebungen mehrerer beisammenliegender Steine.

Die hierdurch bedingten Unterhaltungsarbeiten sind nicht sehr bedeutend, wenn anders das Pflaster von vornherein sorgfältig ausgeführt wurde, und sie sind verschwindend, wenn die Pflastersteine eine genügend starke und sicher gegründete Betonschichte als Unterlage besitzen.

Sogenannte Schlaglöcher infolge Beschädigung und Sackung einzelner oder weniger beisammenliegender Steine haben ihren Grund gewöhnlich in Materialfehlern oder in Verschiedenheit der Steingrösse, manchmal auch in Mängeln des Untergrundes oder der Bettungsschichte. Durch Mängel der letzterwähnten Art, wenn also der Untergrund keine gleichmässige Widerstandsfähigkeit besitzt, wenn die Sandschicht für das Pflaster zu dünn oder ungleichmässig stark angenommen wurde, oder wenn Erweichungen der Pflasterunterlage eintreten, sei es dass die Entwässerung des Untergrundes überhaupt zu wünschen übrig lässt, sei es dass Wasser seinen Weg durch die Pflasterfugen genommen hatte, werden insbesondere muldenartige Einsenkungen veranlasst, während umgekehrt durch Gefrieren des unter der Pflasterdecke befindlichen Wassers teilweise Hebungen des Pflasters bewirkt werden können. Schlaglöcher verursachen heftige Stösse der Räder und eine baldige Zerstörung des Pflasters in ihrer nächsten Umgebung, in den Mulden sammelt sich Wasser und versickert von da aus leichter in den Untergrund, Auftreibungen von Pflastersteinen aber erzeugen gleichfalls merkliche Bewegungshindernisse.

Beschädigte Steine sind alsbald zu beseitigen und durch neue zu ersetzen, gesunkene, sonst aber gute Stücke werden herausgenommen und neu versetzt, so dass nach ihrem Einrammen eine möglichst regelmässige Strassenfläche erzielt wird. Gleiches geschieht mit den sämtlichen Steinen einer Mulde, während die durch Frost gehobenen Steine leicht durch Walzen in ihre ursprüngliche Lage zurückgebracht werden können, solange die Unterlage noch etwas nachgiebig ist. So einfach diese Unterhaltungsarbeiten sind, so erfordern sie doch Sorgfalt und Geschick, wenn stärkere Unregelmässigkeiten der Strassenoberfläche vermieden werden sollen, auch wird durch sie in sehr belebten Strassen der Verkehr doch in unangenehmer Weise gestört, so dass man sich zur Ausführung einer Betonunterlage oder, da es sich in diesem Falle auch meist um Lärmdämpfung handelt, zum Übergang auf eine ganz andere Konstruktion der Fahrbahn veranlasst sehen kann.

Die Pflastersteine erleiden unter den Verkehrseinwirkungen verschiedenartige Verdrückungen, insbesondere kippen sie bei einseitiger Benützung der beiden Strassenhälften der Fahrrichtung entgegen[1]). Immerhin aber kann man von einer sog. regelmässigen Abnützung der Pflasterdecke sprechen, die sich in gewissen Zeiträumen in der Art vollzieht, dass die Höhe der Steine abnimmt, zugleich aber deren Oberfläche infolge stärkerer Abnützung der Kanten sich rundet und glättet, so dass die Tiere mit ihren Hufen nicht mehr den erforderlichen Halt finden. Ist diese Erscheinung bis zu einem gewissen Grade

[1]) Siehe Fichtner, Über Besonderheiten der Abnützung von Steinpflaster, Deutsche Bauz. 1889, S. 427.

fortgeschritten, so ist eine Umpflasterung nicht zu umgehen. Es werden dann die Pflastersteine gewöhnlicher Art umgearbeitet, wobei natürlich immer ein grösserer oder kleinerer Teil derselben als ferner unbrauchbar ausgeschieden werden muss, parallelepipedische Stücke aber gewendet, d. h. die bisherige Kopffläche nach unten gekehrt, und im übrigen wie bei der ersten Herstellung verfahren. Ein wiederholtes Wenden ursprünglich parallelepipedisch geformter Pflastersteine, worauf man in manchen Städten rechnet und wobei man die abgenützten Flächen in die Fugen verlegt, liefert unter allen Umständen eine Decke minderer Güte. Die Neupflasterung erfolgt am besten sofort nach der ganzen Breite, oder, um die dabei unvermeidliche Verkehrseinstellung zu umgehen, in zwei Hälften nacheinander, so dass immer eine derselben für den Verkehr offen gehalten wird. Die Zeiträume, nach deren Umfluss Neupflasterungen erforderlich werden, sind natürlich je nach den besonderen Umständen sehr verschieden und wechseln insbesondere mit der Grösse des Verkehrs und der Güte des verwendeten Pflastermaterials, so dass allgemeine Angaben darüber nicht gemacht werden können.

In München[1]) sind Granitpflasterungen schon seit längerer Zeit üblich. Die in der Wein- und Dienersstrasse verlegten würfelförmigen Pflastersteine von ursprünglich 19 cm Höhe zeigten nach 28 Jahren eine Abnützung von 1,5 bis höchstens 2,0 cm, welche wegen Abrundung der Kopffläche besonders an den Kanten hervortrat. Die Bauverwaltung nimmt an, dass Granitpflaster aus gutem Material unter Münchener Verkehrsverhältnissen anstandslos 25 Jahre ohne jede Reparatur liegen kann, dass alsdann die Steine einfach gestürzt und erst nach weiteren 25 Jahren die nun vorhandenen beiden abgerundeten Flächen eben gearbeitet werden, wodurch sich parallelepipedische Stücke von 19 cm Höhe und mit einer rechteckigen Kopffläche von 19 bezw. 13—14 cm Seite ergeben, welche sich bei einmaliger Wendung weitere 50 Jahre ausnützen lassen. Granitwürfel auf der Maximiliansbrücke zeigten nach 20jähriger starker Beanspruchung durch schwere Last- und namentlich Ziegelfuhrwerke eine Abnützung von ungefähr 1 cm[2]). Leider sind die Münchener Verkehrsverhältnisse nicht sicher festgestellt.

Das Pflaster vor der Hauptwache am Rossmarkt in Frankfurt a. M. aus Anamesit-Kopfstücken (Druckfestigkeit 1400 kg) in Sand, welches im Jahre 1882 hergestellt worden war, hatte bei einem 12stündigen Tagesverkehr von 4600 Fuhrwerken eine jährliche Abnützung von durchschnittlich 1 cm erfahren, nach 6 Jahren musste es umgelegt und nach weiteren 4 Jahren erneuert werden[3]).

In dem angeführten Vortrage wird folgende Kostenzusammenstellung, den Frankfurter Verhältnissen im Jahre 1889 entsprechend, angegeben:

---

[1]) Reisebericht der von den Gemeinde-Kollegien der Stadt München gewählten Spezialkommission für die Frage der Pflasterung und Strassenreinigung. München 1889, S. 19.

[2]) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen, Berlin 1885, S. 194.

[3]) Die Strassenverhältnisse in Frankfurt a. M., nach einem Vortrage Dehnhardts, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, Nr. 35, S. 533, 549. Siehe ausserdem: Vergleichende Kostenberechnung verschiedener Strassenbefestigungen, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1895, Nr. 18 u. 19, S. 301 u. 317.

Tabelle 83.

Materialart und Verkehrsstärke		Dauer des Pflasters in Jahren	Anlage- u. Umlege-Kosten für 1 qm	Allgemeine Unterhaltung für 1 qm	Reinigen u. Begiessen für 1 qm	Gesamt-Kosten für 1 qm
1. Anamesit, starker Verkehr	a) Sandfugen	10	1,10	0,16	0,45	1,71
	b) Pechausguss	20	1,00	0,11	0,30	1,41
Anamesit, mittelstarker Verkehr	a) Sandfugen	20	0,70	0,08	0,30	1,08
	b) Pechausguss	40	0,60	0,05	0,20	0,85
2. Granit, starker Verkehr	a) Sandfugen	15	0,85	0,11	0,45	1,41
	b) Pechausguss	30	0,75	0,09	0,30	1,14
Granit, mittelstarker Verkehr	a) Sandfugen	30	0,55	0,06	0,30	0,91
	b) Pechausguss	60	0,50	0,04	0,20	0,74
3. Hartbasalt, starker Verkehr	a) Sandfugen	20	0,60	0,08	0,45	1,13
	b) Pechausguss	40	0,50	0,07	0,30	0,87
Hartbasalt, mittelstarker Verkehr	a) Sandfugen	40	0,40	0,04	0,30	0,74
	b) Pechausguss	80	0,35	0,03	0,20	0,58

In Wien hat man bei den Granitwürfeln eine Abnützung von 2,5 cm in belebten schmalen Strassen schon nach 6 Jahren, in belebten Strassen von über 8 m Breite nach 12 Jahren, und in Strassen mit geringem Verkehr erst nach 15—18 Jahren beobachtet und dann eine Umlegung für notwendig erachtet. Bei dieser Umlegung rechnete man auf 5 %, bei der darauffolgenden nochmaligen Umlegung der Steine auf 10 % Materialverlust. Auch hierbei fehlen bestimmte Angaben über die besonderen Umstände, unter denen die Abnützungsgrössen beobachtet wurden, und so ist es bei allen sonstigen einschlägigen Mitteilungen, weshalb auf solche an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll.

Dasjenige, was über die Unterhaltung des Natursteinpflasters gesagt worden, gilt in der Hauptsache auch für Klinkerpflaster, nur dass es sich bei ihm empfiehlt, alsbald eine gänzliche Umlegung auszuführen, wenn die unregelmässige Abnützung grösseren Umfang angenommen.

Einige Angaben auch über die Dauer der Strassenbefestigungen in verschiedenen Städten finden sich in einer Tabelle in der Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau 1904, S. 56.

4. Unterhaltung der Asphaltstrassen.

Über die Reinigung der Asphaltstrassen ist das Wesentliche auf S. 460 gesagt. Hier sei nur noch erwähnt, dass das starke Besprengen der Strassen und die darauf folgende Behandlung mit Gummikratzen (das Waschen derselben), abgesehen von starken Regentagen, gewöhnlich bei weniger verkehrsreichen Strassen einen Tag um den anderen, bei verkehrsreichen Strassen aber täglich geschieht. Gegen ihre missliche Glätte hilft, wie auch schon gelegentlich erwähnt worden ist, grosse Reinlichkeit und sodann eine zeitweilige Bestreuung mit Sand oder Kies, der bei eintretender Trockenheit wieder entfernt werden muss. Weil feinerer Sand von Wind und Regen weggenommen wird, hat man statt dessen in manchen Städten Kies von Erbsen- bis Haselnussgrösse verwendet[1]; die Erfahrung muss jedoch erst lehren, ob grössere Körner wirklich zweckdienlich sind. In Dresden wurden im Jahre 1895 zum Bestreuen der

[1]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1899, S. 354.

asphaltierten und gepflasterten Strassen und Plätze behufs Glätteverhütung 1232 cbm Sand verbraucht.

Die Arbeiten zur Erhaltung einer Asphaltdecke veranlassen nur wenig Störung des Strassenverkehrs, wenn dieselbe anfangs aus gutem Material und in sorgfältiger, sachgemässer Weise hergestellt worden war. Es gilt dies vor allem von der Flickarbeit zur Beseitigung der regellos auftretenden Schäden, die sich leicht bei Nacht ausführen lassen, dann aber auch von den eigentlichen Erneuerungsarbeiten, die bei der langsamen und regelmässigen Abnützung des Asphalts nur in verhältnismässig langen Zwischenräumen erforderlich werden und ebenfalls unter befriedigender Rücksichtnahme auf den Verkehr bewerkstelligt werden können.

Was die Erscheinungen der unregelmässigen Abnützung betrifft, so sind dies wellenförmige Unebenheiten, vereinzelte Vertiefungen, Abbröckelungen und Risse, die durch ungeeignete Beschaffenheit des Materials und durch allerlei Ausführungsmängel, insbesondere ungleichmässige Dichtigkeit der Pflasterdecke, Überhitzung des Asphaltsteinpulvers, Aufbringen desselben auf die Betonschichte vor deren Austrocknung, Einwalzen fremder Körper in die Decke, Gleichgewichtsstörungen in der Betonunterlage u. dgl. m. entstehen.

Alle diese Schäden, insbesondere die Abbröckelungen, sind alsbald nach ihrem Auftreten zu beseitigen, und zwar in der Art, dass man den Belag an der betreffenden Stelle aufbricht, die Bruchränder scharf und lotrecht abschneidet, reinigt, erwärmt und alsdann wie bei der erstmaligen Ausführung verfährt. Stampfasphalt ist hierbei besonders stark zu dichten, wenn man eine kleine Überhöhung der ausgebesserten Stelle vermeiden will. Zur Beseitigung von Wellen wird auch die Oberfläche mittels erhitzter Bleche erweicht, abgekratzt und frisches, heisses Asphaltsteinpulver angestampft. Alsbald nach Abkühlung der in der beschriebenen Weise ausgeflickten Stellen kann der Verkehr wieder über dieselben geleitet werden, im Winter werden unvermeidliche Ausflickungen mit Gussasphalt vorgenommen.

Über die Abnützung von Asphaltbelägen sind wenig sichere Erfahrungsergebnisse zur Verfügung, insbesondere lässt sich nicht bestimmt angeben, wie weit die Abnützung derselben vorgeschritten sein darf, bevor eine Erneuerung erforderlich wird. Die Unternehmer in Berlin sind durch die eingegangenen Verträge gebunden, die fertig gestellte Fahrbahn fünf Jahre lang, oder richtiger, vom 1. April des auf die Fertigstellung folgenden Jahres an auf vier Jahre unentgeltlich und danach weitere 15 Jahre gegen eine jährliche Entschädigung von 50 ₰ für das Quadratmeter bei Strassen ohne Bahngleis, und von 75 ₰ für die innerhalb und zwischen den Bahngleisen gelegenen Flächen, sowie für einen Streifen von 70 cm zur Seite der äusseren Schienenstränge [1]) zu unterhalten, schliesslich aber die Bahn in gutem, fahrbaren Zustande, die Asphaltdecke in einer Stärke von mindestens 1,5 cm zu übergeben. In Leipzig hat sich die seit 1892 eingeführte 19jährigen Unterhaltung der Asphaltstrassen nach vertragsmässig vereinbarten Einheitspreisen für das Jahr und Quadratmeter von 0,30—0,50 ℳ für die glatten Flächen der Fahrbahn und 0,75 ℳ für die Fläche des Strassenbahnkörpers in einigen bestehenden Strassen, sowie in den seit 1901 neu asphaltierten Strassen insofern geändert, als daselbst eine zweijährige, unentgeltliche Unterhaltung und nach Ablauf derselben eine weitere Unterhaltung nach besonderen Verträgen eingeführt worden ist [2]). Der Unter-

---

[1]) Näheres hierüber und Abänderungen der bestehenden Verträge durch einen Nachtragsvertrag, sowie Verträge und damit Zusammenhängendes aus anderen Städten siehe bei Schmid, 5. Technisches Studienheft, S. 98 ff.

[2]) Sonderabzug aus dem 1903er Verwaltungsbericht der Stadt Leipzig, S. 11.

nehmer des ungarischen Gussasphalts in Stuttgart hat die hergestellte Decke 5 Jahre lang unentgeltlich und weitere 10 Jahre um 40 ₰/qm und Jahr in gutem Zustande zu erhalten [1]). Entgegen dem bisher allgemein festgehaltenen Gebrauch, die Ausführung der Asphaltstrassen an Unternehmer zu vergeben, hat man seit Anfang der neunziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts in Dresden die Herstellung und Unterhaltung der Stampfasphaltstrassen in eigenem Betriebe (in Regie) ausgeführt. Über diese Arbeiten hat der Oberbürgermeister Gutachten eingefordert von dem Bergwerksdirektor und Ingenieurkonsulent in Berlin A. Reh, von Professor E. Dietrich und vom Ingenieur F. Moritz Weber in Leipzig, die sich alle günstig über diese Strassen aussprachen [2]). Die jährlichen Unterhaltungskosten der in Regie ausgeführten und unterhaltenen Asphaltstrassen in Dresden sollen sich bis zum Jahre 1895 im Mittel nur auf 10—15 ₰ gestellt haben [3]).

Im Frühjahr 1893 betrug die Stärke des im Jahre 1873 ausgeführten Stampfasphalt-Belags in der Markgrafenstrasse zu Berlin bei der Übernahme seitens der Stadt noch 3—4 cm, was sich jedoch daraus erklärt, dass dieser Belag während der Garantiezeit von der zur Unterhaltung verpflichteten Gesellschaft einmal gänzlich erneuert worden war. Man kann deshalb in diesem Falle keinen sicheren Schluss auf die Dauer eines Asphaltbelags bei gegebenen Verkehrsverhältnissen ziehen, wird vielmehr zu der Anschauung gedrängt, dass sehr stark befahrene Asphaltstrassen in Berlin während der Garantiezeit von 18 bis 20 Jahren mindestens einmal, vielleicht aber mehrmals erneuert werden müssen. Nach Gottheiner's Erfahrung darf man annehmen, dass die Abnützung der Asphaltdecken unter sonst gleichen Umständen im allgemeinen direkt proportional der Verkehrsgrösse sich ergibt, jedoch merklich mit der Art des verwendeten Rohmaterials wechselt. Beispielsweise fand sich die Asphaltdecke in einigen Berliner Strassen nach verhältnismässig kurzem Bestande bis auf 2 cm und darunter abgenützt, während sie in anderen Strassen nach einer Benützungszeit von 9—10 Jahren noch eine Stärke von etwa 4 cm besass, ohne dass der Unterschied in verschiedenen Verkehrsverhältnissen begründet gewesen wäre. Nach verschiedenseitiger Erfahrung muss man ausserdem annehmen, dass ein wenig benützter Asphaltbelag bis zu einem gewissen Grade durch Witterungseinflüsse an Güte einbüsst. Wollheim [4]) gibt folgende 2 Beispiele über die Abnützung von Asphaltstrassen an: Im Jahre 1869 wurde aus der Fahrbahn der Rue Bergère in Paris ein Stück herausgeschnitten, das seit 1854, also 15 Jahre dem Verkehr gedient hatte. Die ursprüngliche Stärke war 6 cm; im Jahre 1869 war sie noch 4,3 cm, das Gewicht dagegen hatte sich nur um 5% verringert. Die Asphaltdecke in der Threadneedle Street in London, dicht bei der Bank of England, wo nach Angabe des Ingenieur Ellice Clark ein jährlicher Verkehr von 200 000 t für 1 m Strassenbreite stattfindet, befand sich nach 16jähriger Benützung noch in vollkommen gutem Zustande. Noch glänzender aber hat sich der Asphalt (Val de Travers) auf der Fahrbahn der Cheapside, einer der Hauptverkehrsadern im Herzen der City of London bewährt. Dort passieren täglich etwa 15000 Fuhrwerke, was einer Befahrung von mehr als 500 000 t im Jahr für 1 m Strassenbreite entspricht. Diese Strasse hat etwa 16 Jahre vortrefflich gehalten und war während dieser Zeit niemals abgesperrt; die unbedeutenden zeitweiligen Ausbesserungen wurden, ohne den Ver-

[1]) Technische Studienhefte von C. Schmid, 5. Heft, S. 75.

[2]) Verwaltungsbericht von Dresden über Strassenbau für das Jahr 1895, Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1897, S. 173, 187, 207, 224, 240.

[3]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenbau 1897, S. 188 links.

[4]) Wollheim, Asphaltstrassen, Wien 1902, S. 7.

kehr zu stören, ausgeführt. Nach 16 Jahren betrug die Stärke immer noch 1,5 bis 2 cm. — Sehr gering erscheinen die von Wollheim angenommenen jährlichen Abnützungsgrössen von 1,0 mm bei mittlerem, und 1,5 mm bei schwerem Verkehr. Léon Malo dagegen nimmt die Grösse der jährlichen Abnützung einer Asphaltstrasse bei mittlerem Grossstadtverkehr zu 2 mm an. Nach einer Annahme des Stadtbauamtes in Dresden wird die Erneuerung der Asphaltdecken notwendig bei schwachem, mittlerem und starkem Verkehr bezw. nach 18, 12 und 8 Jahren.

5. Unterhaltung des Holzpflasters.

Die Reinigung des Holzpflasters, abgesehen von der Besprengung im Sommer, muss ebenfalls sehr sorgfältig ausgeführt werden in Form einer Art Waschung; es wird nämlich mehrmals in der Woche der Schmutz durch reichliche Bespülung aufgeweicht und sodann nach den Rinnen gespült und mit Gummikratzen abgeschoben.

Die eigentlichen Unterhaltungsarbeiten, die von den Unternehmern nach der Fertigstellung und Übernahme seitens der Bauverwaltung mehrere Jahre lang unentgeltlich geleistet werden müssen, beschreibt Pinkenburg folgendermassen[1]):

Das Pflaster ist vom Unternehmer vom Tage der Abnahme an drei Jahre lang unentgeltlich zu unterhalten. Während dieser Zeit hat der Unternehmer dafür zu sorgen, dass das Pflaster fortdauernd in gutem, fahrbaren Zustande ist. Vierteljährig ist die Holzdecke mit Porphyrgrus zu bestreuen, so zwar, dass mindestens 1 cbm Grus auf 1000 qm Pflasterfläche verwandt wird. Ebenso sind die Tonfugen längs den Bordschwellen in gutem und brauchbarem Zustande zu erhalten[2]). Bezahlt wird dem Unternehmer dagegen die Wiederherstellung aller Pflasteraufbrüche, die durch Neuanlagen, Verlegung oder Ausbesserung von Kanälen, Röhren, Kabeln und dergl. mehr notwendig werden. Die Sätze dieser Vergütungen sind besonders vereinbart.

Nach Ablauf der unentgeltlichen Unterhaltungspflicht werden neuerdings Unterhaltungsverträge auf je weitere drei Jahre abgeschlossen, die auf gleicher Grundlage aufgebaut sind, wie die Verträge für die Herstellung und unentgeltliche Unterhaltung. Dem Unternehmer werden jetzt für die Bestreuung der Pflasterdecke mit Steingrus, für die Instandhaltung der Tonfugen und die Auswechselung einzelner schadhaft gewordener Pflasterklötze für Jahr und Quadratmeter 0,25 ℳ gezahlt. Für alle übrigen Arbeiten sind feste Einheitspreise vereinbart. Diese Art der Unterhaltungsverträge schützt Verwaltung und Unternehmer gleichmässig vor Übervorteilungen.

In Mainz wurden vom 1. Juli 1902 ab die Unterhaltungsarbeiten am Holzpflaster von der Verwaltung auf eigene Rechnung (in Regie) übernommen. Die Unterhaltungskosten für das Rechnungsjahr 1902/03 wurden auf 14 ₰ für das qm angegeben[3]).

Was nun das Verhalten der Pflasterklötze gegenüber den Angriffen der Fahrzeuge und deren Gespanne betrifft, so liegen die Verhältnisse entschieden ungünstiger, als bei den Asphaltstrassen nach den meisten bisherigen Erfahrungen. Eine Zeitlang ist allerdings das Aussehen des Pflasters gut, dann aber macht sich die ungleichmässige Dichtigkeit der Klötze und auch die Fäulnisfähigkeit des Holzes in immer steigendem Masse geltend. Es treten immer häufiger bald da, bald dort Löcher und muldenartige Vertiefungen hervor, so dass es notwendig wird, einzelne oder mehrere beisammenliegende Klötze heraus-

[1]) Pinkenburg, Über Holzpflaster, Zeitschr. f. Bauwesen 1902, S. 446, auch Sonderabdruck, S. 16.

[2]) Der Ton wird nämlich mit der Zeit unknetbar und muss dann durch neuen, plastischen ersetzt werden.

[3]) Sonderabdruck aus der Verwaltungsrechenschaft der Grossherz. Bürgermeisterei Mainz für 1902/03.

zunehmen und durch neue zu ersetzen[1]). Hierdurch aber verliert das Pflaster fortwährend an Güte, indem durch das Einsetzen neuer Klötze die Ungleichartigkeit der Decklage gesteigert wird und anderseits die ursprüngliche Form der Strassenoberfläche verloren geht, da die neu eingesetzten Klötze über ihre Umgebung hervorragen und an den Rändern abgeschrägt oder abgehobelt werden müssen. Als ein wesentlicher Fortschritt ist es zu bezeichnen, dass man neuerdings beim Auswechseln einzelner Klötze die Kopffläche der neuen Klötze genau in die Strassenoberfläche bringt, indem man denselben eine entsprechend geringere Höhe gibt. In Mainz z. B. hat man bei einer normalen Klotzhöhe von 10 cm Ersatzstücke von 9,5, 9,0 und 8,5 cm verwendet. Inwieweit die in Paris gemachten günstigeren Erfahrungen im allgemeinen festgehalten werden dürfen, lässt sich, wie schon wiederholt hervorgehoben worden, noch nicht sicher entscheiden.

Bezüglich der Dauer des Holzpflasters liefern die Erfahrungen in deutschen Städten häufig wenig Erfreuliches. In Berlin soll das Holzpflaster nach Pariser Art in verkehrsreichen Strassen kaum über 6—7 Jahre aushalten, während man in weniger befahrenen Strassen auf einen Bestand von 9—10 Jahren rechnet. Nach Mitteilungen über Londoner Verhältnisse aus dem Jahre 1881 nahm man damals ohne nähere Angabe über Verkehr und sonstige Einfluss nehmende Umstände an, dass Holzpflaster neben jährlichen Unterhaltungsarbeiten von mässigem Umfange nach etwa 5 Jahren eine Umlegung und nach 10 Jahren eine völlige Erneuerung der Decke verlange. Andere Angaben des Londoner Ingenieurs Bazalgette aus derselben Zeit lauten dahin, dass die Dauer des Holzpflasters in sehr verkehrsreichen Strassen 4—5, in solchen mit mittlerem Verkehr 5—7 und bei Strassen mit schwachem Verkehr 8—10 Jahre betrage, während Stayton im Jahre 1884 folgende beobachtete Zahlen angibt:

Verkehr für 1 Yard Strassenbreite in 1 Tag in Tons	Dauer des Holzpflasters in Jahren
—	5,0
780	5,5
1100	5,5
1137	6,2
558	7,0
985	7,0
1236	7,0
1000	7,5
985	7,58
1191	7,84
—	8,0
—	9,5

wobei er sich noch dahin ausspricht, er halte es nicht für zweckmässig, den Klötzen eine grössere Höhe zu geben, als es die Dauer von 7 Jahren verlange, weil nur sehr wenige Pflasterungen nach ungefähr 6 Jahren ihres Bestehens noch eine gute Oberfläche aufwiesen. Bezüglich grösserer Dauerzahlen bemerkt er, dass dieselben nur durch häufige und ziemlich kostspielige Ausbesserungen erzielt werden könnten. Es müssten hierbei in den meisten Fällen eine grosse Zahl neuer Klötze von 3—5″ Höhe, je nach dem Grade der Abnützung, eingesetzt werden, allein diese Ausführungen seien sehr unbefriedigend sowohl hinsichtlich des guten Aussehens, als auch des erzielten Erfolges überhaupt.

---

1) Bei Buchenholz ergibt sich insbesondere eine Abrundung der Klotzoberfläche, ähnlich wie bei Steinpflaster.

In Liverpool soll die Abnützung der Holzklötze bei einem Verkehr von 300000 t jährlich 1,5 cm betragen haben. Im übrigen wird angenommen, dass das englische Klima im allgemeinen günstig für Holzpflasterungen ist.

Eingehende Abnützungsmessungen sind vor einiger Zeit von Pariser Ingenieuren ausgeführt worden. Nach Veröffentlichungen des Ingenieur en chef Allard vom Jahre 1889 betrug die Abnützung des Pariser Holzpflasters im Jahre zwischen 1 und 17 mm, im Durchschnitt 9 mm. Nach einer anderen Mitteilung fand man in der Avenue des Champs-Elysées 5 Jahre nach der Herstellung in drei verschiedenen Querschnitten

1. auf der belebten Strassenseite nächst dem Fusswege bezw. 8, 7, 6 mm,
2. in der Entfernung 7,5 m von den Randsteinen „ 18, 18, 18 „
3. in der Strassenachse „ 29, 26, 27 „
4. in der Entfernung 7,5 m jenseits der Achse „ 14, 15, 15 „

Abnützung.

Aus diesen Beobachtungen hat man, unter der Voraussetzung, die Auswechselung der Klötze habe zu erfolgen, wenn ihre Höhe um 70—80 mm abgenommen habe, die mittlere Dauer des Holzpflasters auf 8 Jahre berechnet, doch ist auch in dieser Beziehung noch abzuwarten, ob auf eine so regelmässige Abnützung auch in den späteren Jahren des Bestehens der Strasse und insbesondere bei Klötzen zweiter oder dritter Auswahl gerechnet werden darf. Bemerkenswert ist die in Paris gemachte Beobachtung, dass Holzpflaster in Strassen mit starkem Verkehr sich verhältnismässig besser gehalten habe als in weniger belebten Strassen. Er erklärt sich dies aus dem Umstande, dass sich die Fuhrwerke bei starkem Verkehr viel besser über die Strassenoberfläche verteilen und dadurch eine gleichmässigere Abnützung verursachen, und dass die Fäulnis so zu sagen keine Zeit findet einzusetzen. Ein Vergleich zwischen Holz und anderen Pflasterungsmaterialen wird deshalb für ersteres auch nur unter Voraussetzung starken Verkehrs verhältnismässig günstig ausfallen. Wegen der Bestreuung des Holzpflasters mit steinigem Material zur Erzielung grösserer Gleichmässigkeit der Abnützung sind auf S. 455 Mitteilungen gemacht.

C. Unterhaltung der Sommer-, Reit-, Radfahrer- und Selbstfahrerwege, Bermen, Böschungen, der Kunstbauten und Nebenanlagen.

Über die Unterhaltung der Sommerwege gilt, allerdings vereinfacht, was über die Fahrbahn der Schotterstrassen bezüglich Ausbesserungen gesagt worden ist. Ebenso einfach liegen die Verhältnisse bei Bermen und Gräben, worüber schon unter V. A. „Strassenreinigung“ die Rede war, und für die Böschungen, namentlich für solche, die im Bereiche von Wasserläufen sich befinden, gilt die Regel, dass alle zutage tretenden Schäden so schnell wie möglich beseitigt werden müssen, weil sich dieselben sonst in kurzer Zeit vergrössern würden.

Ähnliches gilt für die Kunstbauten und alle Nebenanstalten; auch sie sind fortwährend sorgfältig zu überwachen, damit alle gefahrdrohenden Umstände rechtzeitig entdeckt und beseitigt werden können.

Nachträge und Berichtigungen.

S. 13 in Fussnote 2 sind noch aufzuführen:

Courtin, Arbeiten der Brücken- und Wegbau-Ingenieurs seit 1800, oder Übersicht der neuen Baue, die unter der Regierung Napoleons I. an Strassen etc. gemacht. Aus dem Französischen übersetzt, Gotha 1813.

Schoen, Über Strassen- und Wasserbau der Alten, Wien 1885.

Gasner, Zum deutschen Strassenwesen von der ältesten Zeit bis zur Mitte des XVII. Jahrhunderts, Leipzig 1889.

Hartung, Die bayerischen Landstrassen, ihre Entwicklung im XIX. Jahrhundert und ihre Zukunft. Eine historisch-kritische Studie aus dem Gebiete der bayerischen Verkehrspolitik, Leipzig 1902.

Über „Leistung der Zugtiere“, S. 86 ff. siehe auch die unter „Aufriss der Strassen“ in den Äusserungen von Schriftstellern, S. 135 ff. zu findenden Erfahrungsergebnisse.

S. 248, Z. 12 v. o. ist hinter dem Worte „Deutschland“ einzuschalten: wo zuerst Vorschläge zu solchen Unternehmungen hervorgetreten waren.

S. 272, Z. 1 v. o. lies „vor“ statt „von“.

S. 393 ist neben den Arbeiten von Brezina und Koch noch zu nennen: Lachmann. Über das natürliche Strassenbaumaterial in Bayern. Zeitschrift f. Baukunde [illegible], S. [illegible]

Alphabetisches Sachregister.

Die Zahlen bedeuten Seiten.

A.

B.

C.

D.

H.

I.

K.

O.

P.

Q.

R.

W.

Z.



